



ÉCOLE POLYTECHNIQUE
FÉDÉRALE DE LAUSANNE

PROJET DE CONSTRUCTION

CONCEPTION D'UNE HALLE DE TENNIS

ICOM - Laboratoire de la construction métallique

Etudiant :

Ralph BURGENER

Professeur :

J.-P. LEBET

Assistant :

V. CAVILLET

06 juin 2013

TABLE DES MATIÈRES

Partie I - Rapport

| | | |
|----------|---|----------|
| 1 | Introduction | 1 |
| 2 | Convention d'utilisation | 2 |
| 2.1 | Introduction | 2 |
| 2.2 | Buts généraux de l'utilisation de la construction | 2 |
| 2.3 | Besoin de l'exploitation et de la maintenance | 2 |
| 2.4 | Objectifs particuliers du maître de l'ouvrage | 2 |
| 2.5 | Objectifs de protection et risques spéciaux | 3 |
| 2.6 | Prescriptions réglées par les normes | 3 |
| 3 | Base du projet | 4 |
| 3.1 | Introduction | 4 |
| 3.2 | Le projet | 4 |
| 3.3 | Aptitude au service | 5 |
| 3.4 | Sécurité structurale | 5 |
| 3.5 | Actions considérées ou fixées | 5 |
| 4 | Organisation des courts | 6 |
| 5 | Variantes | 8 |
| 5.1 | Variante 1 | 8 |
| 5.2 | Variante 2 | 9 |
| 5.3 | Variante 3 | 9 |

| | | |
|-----------|--|-----------|
| 6 | Prédimensionnement | 11 |
| 6.1 | Variante 1 | 11 |
| 6.2 | Variante 2 | 12 |
| 6.3 | Variante 3 | 13 |
| 7 | Comparaison | 15 |
| 8 | Dimensionnement | 16 |
| 8.1 | Pannes | 16 |
| 8.2 | Filières | 16 |
| 8.3 | Treillis | 17 |
| 8.4 | Poteaux | 17 |
| 8.5 | Contreventement | 18 |
| 8.6 | Détails A et B | 19 |
| 9 | Problème particulier | 20 |
| 9.1 | Introduction | 20 |
| 9.2 | Détail D | 20 |
| 9.3 | Détail E | 21 |
| 9.4 | Détail C | 21 |
| 10 | Avant métré | 22 |
| 11 | Critique et améliorations possibles | 23 |

Partie II - Note de calcul

| | |
|---|-----------|
| Organisation des courts, variantes | 1 |
| Charges | 4 |
| Prédimensionnement | 7 |
| Variante 1 | 7 |
| Variante 2 | 14 |
| Variante 3 | 19 |
| Dimensionnement | 23 |
| Pannes | 23 |
| Filières | 26 |
| Treillis | 31 |
| Poteaux | 32 |
| Contreventement | 36 |
| Détails A et B | 45 |
| Problème particulier | 49 |
| Détail D | 49 |
| Détail E | 50 |
| Détail C | 51 |
| Avant métré | 52 |

Partie III - Plans

Organisation des courts

Plan no. 01 : Premier étage (1 :300)

Plan no. 02 : Deuxième étage (1 :300)

Prédimensionnement

Plan no. 03 : Cadre type variante 1 (1 :160)

Plan no. 04 : Variante 1 (1 :250)

Plan no. 05 : Cadre type variante 2 (1 :160)

Plan no. 06 : Variante 2 (1 :250)

Plan no. 07 : Cadre type variante 3 (1 :160)

Plan no. 08 : Variante 3 (1 :250)

Dimensionnement

Plan no. 09 : Cadre type (1 :110)

Plan no. 10 : Vue en plan (1 :200)

Plan no. 11 : Coupe longitudinale et transversale (1 :200)

Plan no. 12 : Détail A (1 :10)

Plan no. 13 : Détail B (1 :10)

Problème particulier

Plan no. 14 : Détail C (1 :10)

Plan no. 15 : Détail D (1 :10)

Plan no. 16 : Détail D Coupe A-A (1 :10)

Plan no. 17 : Détail D Coupe B-B (1 :10)

Plan no. 18 : Détail E (1 :10)

PARTIE I

Rapport

INTRODUCTION

Le but du projet "conception générale et étude des éléments principaux d'une halle" consiste en la projection d'une halle de tennis en construction métallique. La halle se situe à Monbovon (FR) et devra contenir les éléments suivants :

- Trois courts de tennis,
- Un restaurant de 50 places minimum,
- Des vestiaires et des toilettes.

De plus, la possibilité d'une extension de la halle pour un quatrième court doit être prévue dès le début. Un éclairage naturel de la halle est aussi demandé.

Ce projet traite d'abord de la conception de la halle en élaborant trois différentes variantes possibles, ensuite il s'agissait de prédimensionner de ces variantes et d'en retenir une pour la suite pour un dimensionnement plus détaillé.

Par la suite, un problème particulier d'un intérêt élevé sera choisi et étudié en profondeur.

Finalement les plans résultants du dimensionnement et du problème particulier seront dessinés.

CONVENTION D'UTILISATION

2.1 Introduction

La convention d'utilisation réunit l'ensemble des exigences d'utilisation de la construction, exprimées de manière compréhensible pour le maître de l'ouvrage. Ce document est signé par toutes les parties concernées.

2.2 Buts généraux de l'utilisation de la construction

Utilisation prévue

Le but général de l'utilisation de cette halle métallique situé à Montbovon (800 m) est d'héberger trois courts de tennis. Des vestiaires et un restaurant avec au moins 50 places assises sont aussi à prévoir dans cette halle. De plus, il faut prévoir dès le début de la conception un éventuel agrandissement de la halle en ajoutant un quatrième court.

Un éclairage naturel de la halle est souhaité.

Durée de service prévue

La durée de service prévue pour cette halle est de 75 ans.

2.3 Besoin de l'exploitation et de la maintenance

La halle doit être étanche à l'eau et ceci pendant toute sa durée de vie.

Une isolation thermique de la halle est à prévoir.

2.4 Objectifs particuliers du maître de l'ouvrage

Le maître de l'ouvrage souhaite une halle construite en charpente métallique.

2.5 Objectifs de protection et risques spéciaux

Le risque d'incendie et d'inondation est estimé très petit et est donc négligeable.

Une analyse au séisme n'est pas effectuée.

2.6 Prescriptions réglées par les normes

La détermination des actions et la vérification de la sécurité structurale et de l'aptitude de service sont effectuées selon les normes SIA 260-267 en vigueur.

Les dimensionnements de la halle dépendent du gabarit libre nécessaire pour le tennis selon le règlement suisse de tennis (swisstennis).

BASE DU PROJET

3.1 Introduction

La base du projet est une transposition, en termes techniques, du contenu de la convention d'utilisation à l'usage des auteurs du projet. L'ensemble des réflexions et des décisions ayant été prises pendant l'élaboration du projet y seront consignées. Celle-ci constitue ainsi le document fondamental sur lequel se baseront les auteurs du projet et les spécialistes pour la sécurité structurale et l'aptitude au service.

3.2 Le projet

Durée de service prévue

La durée de service prévue pour la structure porteuse est de 75 ans. Elle est de 25 ans pour les éléments secondaires.

Caractéristique géométriques

- Longueur : 63 m
- Largeur : 38 m
- Hauteur : 12.5 m

Propriété sol fondation

Inconnue

Matériaux utilisés

- Acier : S 355
- Boulons : classe 10.9

3.3 Aptitude au service

Les exigences d'aptitude au service suivantes doivent être respectées :

- L'attitude au fonctionnement de l'ouvrage
- Confort des usagers
- L'aspect de la construction
- Durabilité de l'ouvrage

Les critères fournis par la norme SIA concernant l'aptitude au fonctionnement, le confort et l'aspect de l'ouvrage devront être respectés. Dans ce cas, il s'agit des valeurs indiquées dans les tableaux 3 et 4 de la norme SIA 260. Des inspections de l'état de la structure sont à prévoir tous les 2 ans grossièrement et tous les 7 ans complètement.

3.4 Sécurité structurale

Situations de risque

Les situations de risque suivantes (tableau 3.1) ont été considérées :

Tableau 3.1: Situation de risques

| Situation de risque | Cas de charge | Poids propre | Neige | Vent |
|---------------------|---------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| Neige | 1 | $\gamma_G = 1.35$ | $\gamma_Q = 1.50$ | - |
| Vent | 2 | $\gamma_G = 1.35$ | - | $\gamma_Q = 1.50$ |
| Vent en dépression | 3 | $\gamma_G = 0.80$ | - | $\gamma_Q = 1.50$ |
| Neige + vent | 4 | $\gamma_G = 1.35$ | $\gamma_Q = 1.50$ | $\gamma_Q = 0.60$ |

Pour la situation de risque 4, le vent en sous pression sur la toiture n'a pas été pris en compte, car il est favorable.

3.5 Actions considérées ou fixées

- Poids propre de la toiture :
 - Tôle extérieure : 150 N/m^2
 - Etanchéité : 100 N/m^2
 - Isolation : 50 N/m^2
 - Pare-vapeur : 50 N/m^2
 - Tôle support : 150 N/m^2
 - Total : **0.5 kN/m^2**
- Façade en panneau sandwich : **0.6 kN/m^2**
- Poids propre de la structure porteuse selon les propriétés des profilés choisis.
- Toiture accessible : **1 kN/m^2**
- Neige : **2.95 kN/m^2** (note de calcul page 5)
- Vent selon note de calcul page 6.

ORGANISATION DES COURTS

Pour commencer la conception, il fallait d'abord organiser les courts, le restaurant et les vestiaires.

Un court de tennis fait 23.77 m de longueur et 10.97 m de largeur. De plus, les distances nécessaires entre les lignes et la fin du court sont de 6.4 m pour la ligne de fond et de 3.66 m pour la ligne de côté.¹ La hauteur minimale sous-plafond est de 9.14 m. Pour respecter ces conditions, un gabarit de 38 m x 18.9 m x 9.2 m a été choisi.

Les figures 4.1 et 4.2 ainsi que les plans no. 01 et 02 montrent l'organisation choisie. Les trois courts sont orientés dans la même direction. Avec une largeur d'un court de 18.9 m, un espacement entre les cadres de 6.3 m peut être réalisé ce qui s'inscrit dans les grandeurs normalement utilisés de 5 à 7 m. L'entrée avec les vestiaires se trouve au premier étage, entre le deuxième et le troisième court. Le restaurant se trouve au même endroit, au deuxième étage. Cet espace s'étend sur toute la longueur d'un court de tennis et sur une largeur de 6.3 m afin de maintenir un espacement régulier des cadres.

Cette organisation des courts résulte dans une halle rectangulaire de 63 m x 38 m. L'extension pour le quatrième court pourra se faire à côté du troisième de manière à ce que l'entrée avec les vestiaires se trouvera par la suite au milieu de la halle.

1. Swisstennis, Règles du jeu (RJ), 20 pages, 2012 www.swisstennis.ch/upload/docs/pro_tennis/2012_Spielregeln_f.pdf

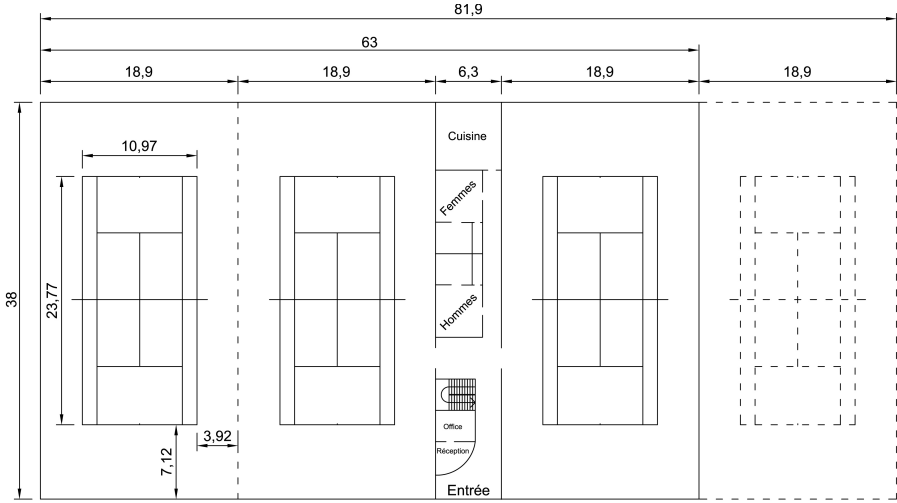


FIGURE 4.1: Organisation des courts, premier étage

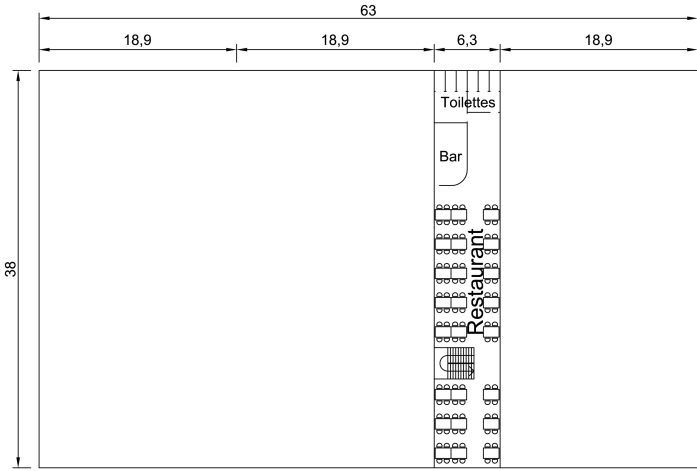


FIGURE 4.2: Organisation des courts, deuxième étage

VARIANTES

5.1 Variante 1

La première variante prévoit un cadre avec un treillis à hauteur constante encastré dans les poteaux. Un treillis en N a été choisi avec les diagonales en traction et les montants en compression. La hauteur statique du treillis peut être approximativement déterminée en prenant $1/12$. Ceci résulte dans une hauteur de 3.17 m. Pour garantir une répartition optimale des efforts, une inclinaison des diagonales de 45° a été choisie. Il y aura donc 12 cadres de 3.17 m de haut et de 3.17 m de long dans le treillis.

Vu que le treillis est encastré dans les poteaux, le système statique du cadre est une fois hyperstatique avec une hauteur des poteaux de 12.5 m, choisie pour garantir l'espace libre nécessaire de 9.2 m. Il ne faut donc pas prévoir un contreventement dans le plan du treillis, par contre dans l'autre direction, il faut en prévoir un.

Les pannes vont être posées à l'endroit où les montants arrivent pour avoir une transmission optimale des efforts.

La figure 5.1 et la note de calcul page 2 montrent une esquisse de la variante 1.

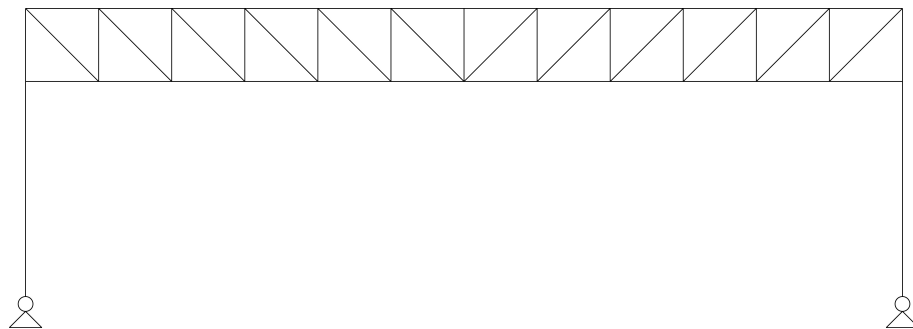


FIGURE 5.1: Esquisse de la variante 1

5.2 Variante 2

La variante 2 est un cadre avec un profilé composé soudé de hauteur variable faisant une toiture inclinée de 25 pourcent. Pour stabiliser la halle, un sous-tirant est prévu. Avec 25% de pente, la hauteur supplémentaire au milieu sera de 4.75 m par rapport à celle du bord.

La hauteur des poteaux est choisie de 8 m afin que les 9.2 m soient satisfaits au-dessus du terrain de tennis. Dans cette solution il y aurait deux sous-tirants qui passent au-dessus du terrain à une hauteur de 8 m et qui sont donc en conflit avec le gabarit. Il faudra voir avec le maître de l'ouvrage si cela peut être fait, sinon il faudra augmenter la hauteur des poteaux à 9 m.

Les pannes seront posées sur les profilés et seront donc inclinées. Elles auront un espacement de 3.92 m, ce qui donne 5 travées sur chaque côté de la toiture.

Le sous-tirant devra probablement être soutenu à mi-travée à cause de son poids propre et de la longueur de 38 m.

Le système statique de cette variante est une fois hyperstatique, il ne faut donc prévoir un contreventement que dans une direction.

Une esquisse de la variante 2 peut être vue sur la figure 5.2 et dans la note de calcul page 2.

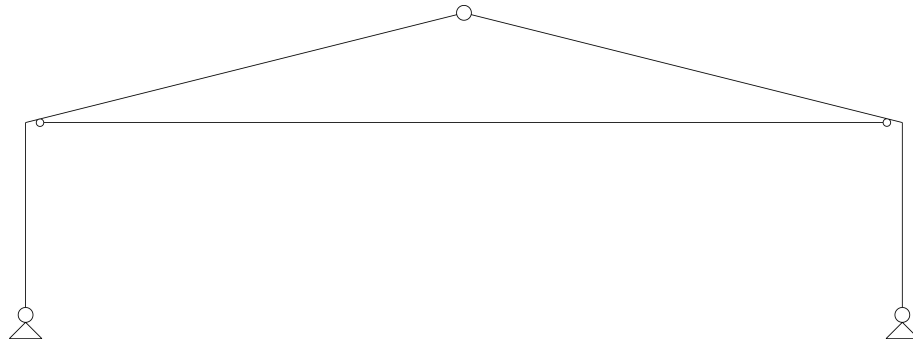


FIGURE 5.2: Esquisse de la variante 2

5.3 Variante 3

La variante 3 est un cadre normal (toiture plate) qui sera renforcé par un sous-tirant. Pour garantir l'efficacité du sous-tirant, une hauteur statique identique aux deux autres variantes est choisie (3 m). Les deux montants se trouvent à un quart de la travée afin de ne pas avoir trop d'effort dans les montants.

Les poteaux ont une hauteur de 12.2 m afin de garantir le gabarit libre. Dans cette variante les tirants sont placés en dehors du gabarit car ils vont reprendre beaucoup plus d'effort que ceux de la variante 2 qui servent uniquement pour la stabilisation. Ceci résulte dans une section beaucoup plus grande.

Les pannes sont placées tous les 3.8 m ce qui donne 10 travées.

Le système statique de cette variante est un mécanisme et il faudra donc prévoir un contreventement dans les deux directions.

Une esquisse de la variante 3 peut être vue sur la figure 5.3 et dans la note de calcul page 3.



FIGURE 5.3: Esquisse de la variante 3

PRÉDIMENSIONNEMENT

6.1 Variante 1

Un prédimensionnement de la variante 1 a été fait sur les pages 7 à 13 de la note de calcul. Les plans du prédimensionnement de la variante 1 sont les plans no. 03 et 04.

D'abord les différents profilés ont été dimensionnés avec les formules pour le prédimensionnement montrés sur la page 230 du Traité de Génie Civil (ci-après : TGC) 11.

Ceci donne les profilés suivants :

- Pannes : IPE180
- Filières : IPE160
- Montants : HEB800
- Hauteur statique treillis : 3.17m

Par la suite un calcul simple à l'ELU type 2 a été fait et les sections ont été adaptées.

Pannes

Les pannes vont être mises en alternance sur deux travées. Pour les bords, chaque deuxième panne sera alors une panne sur trois travées.

À cause de la portée assez importante pour les pannes, le profilé a été augmenté en un IPE220.

Treillis

Le deuxième cadre a été pris en considération car il sert d'appui intermédiaire pour les pannes sur deux et sur trois travées.

D'abord les efforts dans le treillis ont été calculés à la main en ne considérant aucune rotation dans les angles de cadres. Par après, le cadre a été modélisé dans STATIK 6 (Note de calcul page 12) et quelques profilés ont dû être changés.

Les barres en compression ont été dimensionnées à la charge de flambage et celles en traction à la résistance à la traction des profilés.

Pour finir, les profilés suivants ont été trouvés :

- Membrure supérieure : HEA240
- Membrure inférieure : HEA260
- Montant : 2xUNP260
- Diagonale : 2xUNP200

Poteaux

Pour le poteau, le moment calculé à la main a été considéré. Il aurait pu être diminué après modélisation dans STATIK 6 grâce à la rotation de l'angle de cadre.

Le profilé trouvé pour le montant est un HEB1000.

Filières

Les filières n'ont été prédimensionnées que à la pression du vent et la flexion simple qui en résulte.

Le profilé trouvé est un IPE180.

Contreventement

Le contreventement ne doit être fait que dans la direction perpendiculaire au plan des cadres. Un contreventement vertical sera mis en place sur les deux côtés afin de pouvoir descendre les efforts au sol. Selon les règles empiriques du prédimensionnement, le contreventement se fait sur une portée entre deux cadres et sur 4 portées entre les pannes. Le contreventement vertical descend en une fois.

6.2 Variante 2

Les calculs du prédimensionnement de la variante 2 se trouvent sur les pages 14 à 18 de la note de calcul. Les plans du prédimensionnement de la variante 2 sont les plans no. 05 et 06.

En appliquant les règles empiriques sur le prédimensionnement on reçoit les profilés suivants :

- Pannes : HEA180
- Traverses : HEA650
- Montant : HEA650
- Filières : IPE160

Pannes

Vu l'inclinaison des pannes, elles ont été vérifiées à la flexion selon les deux axes principales. Le profilé a dû être augmenté car la sécurité sur appui n'était pas garantie. Un HEA220 a alors été pris par la suite.

Traverses

Comme déjà pour la première variante, le deuxième cadre a été pris pour la vérification de la traverse qui porte la charge la plus grande. Le cadre a été modélisé sur STATIK 6 (note de calcul page 17). Le câble ne peut pas être modélisé comme tel sur STATIK 6, alors il a été remplacé par des ressorts avec une rigidité appropriée. Le modèle a été adapté pour trouver une solution qui diminue la flèche à 11 cm. Le profilé choisi est un HEA650. Par après, il a été remplacé par un profilé de hauteur variable avec les sections correspondantes à des HEA900 respectivement à des HEA500.

Poteaux

Les poteaux ont été vérifiés à l'interaction d'un moment de flexion et d'un effort normal. Un profilé HEA650 est adapté.

Filières

Les filières sont les mêmes que pour la variante 1 : Des IPE180.

Câble

Afin de pouvoir reprendre les efforts de traction, le câble devra avoir un diamètre de 7 cm au minimum.

Contreventement

Le contreventement ne doit être fait que dans la direction perpendiculaire au plan des cadres. Un contreventement vertical sera mis en place sur les deux côtés afin de pouvoir descendre les efforts au sol. Selon les règles empiriques du prédimensionnement, le contreventement se fait sur une portée entre deux cadres et sur 3 et 2 portées entre les pannes sur la toiture inclinée. Le contreventement vertical descend en une fois.

6.3 Variante 3

Les calculs du prédimensionnement de la variante 3 se trouvent sur les pages 19 à 22 de la note de calcul. Les plans du prédimensionnement de la variante 3 sont les plans no. 07 et 08.

En appliquant les règles empiriques pour le prédimensionnement on reçoit les profilés suivants :

- Pannes : IPE240
- Traverses : Profilé composé soudé avec $h = 1'270$ mm
- Montant : HEA650
- Filières : IPE160

Pannes

Les pannes sont dans la variante 3 de nouveau posées sur des traverses horizontales ce qui résulte en une flexion simple. Le profile IPE240 est adapté.

Traverses

Le cadre a été modélisé sur STATIK 6 (Note de calcul page 22) pour trouver les efforts intérieurs. Pour la traverse, les efforts sont tels qu'un profilé HEA800 suffira pour reprendre l'interaction du moment et de l'effort normal.

Montants

Les montants dans la traverse doivent reprendre de la compression et sont donc vérifiés à la charge de flambage. Des profilés HEA200 sont prises.

Tirants

Les tirants sont des fers plats qui reprennent de la traction principalement. Ils doivent avoir un minimum de résistance à la flexion afin de pouvoir reprendre leur poids propre. Dans ce but, des cornières 2xLNP140/15 ont été choisies.

Poteaux

Les poteaux reprennent l'effort normal et les efforts de flexion dus uniquement au vent agissant sur les filières. Ainsi un profilé HEA260 suffira.

Filières

Les filières sont les mêmes que pour la variante 1 : Des IPE180.

Contreventement

Le contreventement doit être fait dans les deux directions. Des contreventements verticaux seront mis sur trois côtés afin de laisser libre le côté prévu pour l'extension de la halle. Selon les règles empiriques du prédimensionnement, le contreventement se fait sur une portée entre deux cadres et sur 3 et 2 portées entre les pannes. Le contreventement vertical descend en une fois.

COMPARAISON

Pour permettre le choix de la variante la plus appropriée à poursuivre, il a été procédé à une comparaison des avantages et des inconvénients de chaque variantes. La liste se trouve ci-dessous (tableau 7.1).

Tableau 7.1: Comparaison des variantes

| Variante 1 | Variante 2 | Variante 3 |
|--|---|---|
| <i>Avantages :</i> Hyperstatique (1x) Meilleur système par rapport à l'élancement Moins lourd | <i>Avantages :</i> Hyperstatique (1x) Mieux pour la lumière Façade uniquement 8 m de hauteur Ecoulement de l'eau (toiture inclinée) | <i>Avantages :</i> Poteaux moins épais Plus esthétique que la variante 1 |
| <i>Inconvénients :</i> Façade de 12 m de hauteur Beaucoup de noeuds et éléments à assembler | <i>Inconvénients :</i> Inclinaison des pannes Hauteur variable (CHF) | <i>Inconvénients :</i> Isostatique => CV Façade de 12 m de hauteur Pas très économique |

Suite à cette comparaison, la variante 1 a pu être retenue car elle a le système le mieux adapté pour une portée de 38 m.

DIMENSIONNEMENT

8.1 Pannes

Le dimensionnement des pannes est fait dans la note de calcul sur les pages 23 à 25. Le dimensionnement de tous les éléments est montré sur les plans no. 09 à 11.

Pour les pannes, les cas de charge déterminants sont d'un côté la neige avec le poids propre et de l'autre côté le vent en dépression avec le poids propre avec effet favorable.

Les pannes sont vérifiées selon la méthode élastique-plastique car elles sont de classe de section 2. De plus seulement les pannes sur deux travées sont vérifiées vu que les pannes sur trois travées ont des valeurs maximales moins grandes grâce à une meilleure distribution des efforts.

La neige crée de la flexion simple dans la panne. On peut la vérifier à la résistance à la flexion car le déversement est empêché par les tôles de la toiture.

En cas de dépression par contre, le déversement de la panne n'est pas empêché et il faut alors faire une vérification au déversement. Les calculs montrent que le profilé IPE220 est adapté.

La flèche de la panne est de 13 mm ce qui est acceptable.

8.2 Filières

Le calcul des filières se trouve dans la note de calcul sur les pages 26 à 30. Les filières sont aussi de classe de section 2 et sont donc vérifiées avec la méthode élastique-plastique. Comme pour les pannes, seulement les filières sur 2 travées ont été vérifiées. Il y a deux types de filières, celles du côté long pan qui ont une portée de 6 m et celles du côté pignon qui ont une portée de 9 m.

Il a été fait l'hypothèse que la torsion dans les filières est empêchée par les panneaux sandwich de la façade. Pour le cas de vent en pression, le déversement est aussi empêché ce qui n'est pas le cas pour le vent en dépression.

Il y a la flexion selon les deux axes principaux car le poids propre n'agit pas dans la même direction que le vent. La vérification à la flexion et au déversement est alors faite

pour la flexion double.

Pour le côté long pan, un profilé IPE180 est adapté. Pour le côté pignon un profilé IPE240 est choisi. La déformation selon l'axe faible (causé par le poids propre) est empêchée par les panneaux sandwich de la façade. Pour l'axe fort une flèche de 5 mm respectivement de 7 mm est acceptable.

8.3 Treillis

Pour le treillis, il a tout d'abord été vérifié s'il est mieux de l'encastrer dans le poteau ou s'il faut uniquement l'appuyer. Des comparaisons faites sur le modèle dans STATIK 6 ont montré que les profilés nécessaires pour reprendre ce moment sont plus importants que les profilés nécessaires pour limiter la déformation en cas de simple appui. Il est donc plus économique de ne pas l'encastrer. La membrure inférieure du treillis n'est donc plus liée au poteau, mais s'arrête 5 cm avant. Elle n'est pas coupée au dernier noeud, mais est prolongée jusqu'à 5 cm de distance du poteau pour permettre la fixation d'éléments secondaires comme la lumière ou la ventilation.

Le calcul du treillis se trouve dans la note de calcul page 31. Pour le cas de dépression dus au vent, il n'y a pas de soulèvement du treillis car son poids propre élimine les forces de soulèvement qui sont transmises par les pannes. Le cas de charge critique est alors la neige avec le poids propre des éléments.

Les éléments en compression sont dimensionnés à la charge de flambage alors que ceux en traction le sont à leur résistance à la traction. Les profilés suivants ont été retenus :

- Membrure supérieure : HEB260
- Membrure inférieure : HEA260
- Montants : 2xUNP260 pas interconnectés
- Diagonales : 2xUNP180 pas interconnectées

La flèche à mi-travée du treillis est de 13 cm alors que seulement 10.5 cm sont permis. De plus, le treillis doit en tout temps avoir une pente vers l'extérieur afin de garantir l'écoulement de l'eau. C'est pour cette raison qu'une contreflèche d'au moins 20 cm doit être introduite dans le treillis lors de sa fabrication.

8.4 Poteaux

Le calcul du poteau se trouve sur la page 32 de la note de calcul. Le poteau doit être vérifié à l'interaction d'un moment de flexion venant des filières et de la charge de flambage due à l'effort normal à transmettre. Le profilé prédimensionné est beaucoup trop petit, un profilé HEB300 est alors choisi. Ce profilé donne une certaine marge, ce qui est bien pour les efforts qui vont être introduits par les contreventements verticaux. Cela garantit la mise des mêmes poteaux sur toute la longueur de la halle.

8.5 Contreventement

Vu que l'encastrement du treillis a été supprimé le cadre devient un mécanisme et il faut ainsi prévoir un contreventement dans les deux directions. De plus, un côté doit rester libre de contreventements pour pouvoir rajouter un quatrième court à la halle. Ceci veut dire qu'il n'y a des contreventements verticaux que sur trois côtés. Pour mieux stabiliser la halle, les deux contreventements verticaux du long pan sont déplacés sur le côté où il n'y a pas de contreventement sur le pignon.

Les calculs pour le contreventement se trouvent sur les pages 36 à 44 de la note de calcul. Les profilés du contreventement reprennent uniquement de la traction. Ceci n'a pas été modélisé tel quel dans STATIK 6, alors il faut prendre la règle empirique et on rajoute aux valeurs trouvées 5% de l'effort normal qui passe dans le poteau. Un UNP180 simple est alors un bon choix.

Le contreventement introduit des forces normales dans les pannes et membrures supérieures des treillis. Il faut alors vérifier si ces éléments peuvent reprendre ces efforts supplémentaires. Les membrures supérieures ont assez de marge pour reprendre ces efforts. Par contre les pannes, qui sont alors sollicitées par un moment et un effort normal, ne suffisent pas et doivent être augmentées. Afin de garantir la même hauteur des profilés pour pouvoir bien monter la toiture, les deux pannes du contreventement doivent être un profilé HEB220.

Les contreventements verticaux du long pan descendent en une fois et peuvent aussi être fait avec un UNP180. Comme déjà mentionné plus haut, le poteau a assez de marge pour pouvoir reprendre l'effort de compression supplémentaire.

Pour le pignon, il se pose le problème que le contreventement se trouve dans le même plan que le treillis. La solution optimale serait de refaire la conception du cadre de pignon en intégrant le contreventement. Cette analyse détaillée n'a pas été fait dans ce projet. Le même treillis que pour les cadres intermédiaires a été pris en sachant qu'il est surdimensionné pour le pignon et en ne rajoutant le contreventement qu'en-dessous. La marge du treillis surdimensionné suffit pour faire passer les efforts au contreventement (Note de calcul page 43). En réalité il ne faudrait même pas faire un treillis pour le pignon, il suffirait de faire monter les poteaux du pignon jusqu'en haut et de poser des simples poutres d'une portée de 9 m chacune.

Le poteau du pignon a été dimensionné en un profilé HEA320, ce qui suffit de transmettre les forces de compression et de flexion. Pour le contreventement un profilé UNP180 suffit aussi.

Un grand problème se pose au niveau du déplacement horizontal de la halle qui est largement au-dessus des valeurs limites (Note de calcul page 40). Pour pouvoir diminuer ce déplacement, il faudrait soit augmenter fortement les sections des profilés du contreventement pour rigidifier celui-ci, soit encastrent quelques poteaux en pied pour diminuer leur déplacement en tête ou soit rajouter un contreventement vertical sur le quatrième côté. La variante la plus simple sera de rajouter un contreventement sur le quatrième côté qui a été délibérément laissé libre pour l'agrandissement. Mais vu la taille de la halle, il sera mieux de prévoir ce contreventement et de l'enlever en cas d'agrandissement et de le remettre plus loin sur la nouvelle façade de pignon. Ceci ne demanderait pas beaucoup de travail en plus, car il sera boulonné et donc vite enlevé.

8.6 Détails A et B

Les calculs concernant les détails A et B sont sur les pages 45 à 48 de la note de calcul. Les plans des deux détails sont les plans no. 12 et 13.

Il s'agissait tout d'abord de dimensionner les boulons de ces détails. Les boulons sont de classe 10.9 précontraints.

Pour la diagonale, 4 boulons M20 sont nécessaires et la distance e_1 doit être augmentée à 55 mm pour garantir la pression latérale. Le gousset nécessaire pour pouvoir reprendre ces forces doit avoir une épaisseur de 16 mm. Les autres dimensions sont liées à la géométrie.

Pour le montant du treillis (Détail B) qui est en compression, 2 boulons M20 suffisent. Mais vu la géométrie du gousset qui doit être assez grand pour pouvoir mettre les 4 boulons de la diagonale, il a été décidé d'en mettre aussi 4 pour le montant, mais de prendre des boulons M16 seulement.

Les deux endroits étudiés ont un gousset au milieu avec un UNP de chaque côté, mais pour l'arrivée de la membrure supérieure (détail A) il y a une profilé HEA avec une âme au milieu, il faut alors mettre deux goussets de l'une et de l'autre côté de l'âme. Ces boulons ne doivent aussi transmettre que de la compression. Il y faut 4 boulons.

Après les boulons, les soudures ont dû être dimensionnées. Le but était de faire des soudures à double cordon d'angle ce qui est bien possible pour le détail B et le gousset de la diagonale sur le détail A. Pour les goussets de la membrure supérieure, ceci n'est pas possible car il y a deux goussets avec une épaisseur de 8 mm. On ne peut donc mettre un cordon d'angle que sur un côté, ce qui ne suffit pas pour transmettre les forces. Pour finir, une soudure complètement pénétrée en demi-V a été choisie.

La dernière chose à vérifier était le posage d'éventuels raidisseurs. Le raidisseur sur le détail A est nécessaire pour reprendre l'effort de compression qui arrive avec la membrure supérieure. Pour le détail B il n'en faut pas absolument car les efforts passent du montant directement par le gousset dans la diagonale. Par contre pour le même détail mais sur la membrure supérieure il faut un raidisseur car l'effort de compression vient depuis la panne pour descendre dans le montant. Le raidisseur dans la membrure inférieure a quand même été prévu car au moment du montage du treillis avec une grue, les efforts dans le treillis changent de signe et un raidisseur à cet endroit peut se révéler nécessaire.

PROBLÈME PARTICULIER

9.1 Introduction

Le problème particulier dans ce projet se concentre sur les noeuds avec un intérêt élevé. Le noeud principal étudié est celui du détail D où il s'agit d'analyser la fixation des contreventements aux membrures supérieures des treillis. Le deuxième noeud traité est le croisement des contreventements, détail E. Le dernier noeud étudié est le joint de montage qui est obtenu car le treillis doit être coupé en deux pour le transport et être réassemblé sur chantier.

9.2 Détail D

Le détail D se trouve à l'endroit où trois contreventements arrivent en un point. Dans ce noeud arrivent aussi la membrure supérieure, le montant et la diagonale du treillis ainsi qu'une panne qui passe par-dessus. Les éléments qui participent dans le système de contreventement sont les profilés UNP du contreventement, la membrure supérieure du treillis et la panne. Le but est que les contreventements qui arrivent ne créent pas une excentricité trop importante par rapport à la membrure et la panne.

Les calculs du détail D se trouvent dans la note de calcul sur la page 49 et les trois plans ont les numéros 15 à 17.

En fixant les contreventements par en-dessous à l'aile supérieure du profilé HEB de la membrure supérieure du treillis, l'arrivée de ces contreventements se trouve au milieu des axes de la membrure et de la panne. La fixation doit se faire par en-dessous car sinon on n'arrive pas à passer en dessous des pannes avec le contreventement.

La fixation des profilés UNP180 se fait avec quatre boulons M20. Sur le plan no. 15, on peut vite voir que l'aile du profilé n'est pas assez large pour pouvoir boulonner le contreventement dessus. Il faut donc que l'aile soit élargie en rajoutant des plaques soudées. Les dimensions des plaques à rajouter sont dictées par la géométrie. L'épaisseur est la même que celle de l'aile, 17 mm. Afin de garantir une transmission optimale des efforts les plaques sont soudées avec une soudure totalement pénétrée en X.

Un problème se pose au niveau de la position des boulons car on ne peut pas faire passer

un boulon par la soudure. Ceci veut dire qu'on doit poser les boulons avant la soudure mais ceci engendrait des grandes dimensions de la plaque nécessaire pour élargir l'aile. Une autre situation, qui a été retenue, est de positionner les boulons tels que la soudure passe exactement entre deux boulons. Comme on peut le voir sur le plan les deux boulons de l'un et de l'autre côté de la soudure ont une distance entre leurs centres perpendiculaire à la soudure de 35 mm. Avec des trous d'un diamètre de 22 mm cela veut dire qu'il reste un espace de 13 mm pour passer avec la soudure ce qui devrait être faisable.

Avec cette solution, l'aile du profilé HEB doit être élargie de 11 cm chaque fois qu'un contreventement arrive au noeud.

9.3 Détail E

Le détail E est le croisement des contreventements comme il est montré sur le plan no. 18 et calculé sur la page 50 de la note de calcul.

La solution proposée est de couper les deux éléments du contreventement et de boulonner les quatre têtes sur une plaque. Il faut aussi 4 boulons M20 comme déjà calculé pour la fixation aux noeuds. La plaque doit avoir une épaisseur de 10 mm afin de pouvoir reprendre les efforts.

9.4 Détail C

Un treillis de 38 m de longueur est trop long pour être amené sur le chantier en une pièce. Pour ceci il faut alors le couper en deux pièces qui sont réassemblées sur le chantier.

Le calcul se trouve sur la page 51 de la note de calcul et le plan a le numéro 14.

Le treillis est coupé au milieu où les efforts de traction et de compression sont les plus grands. Il faut alors transmettre une force de traction de 2'500 kN à travers de l'assemblage. Pour ceci il faut mettre 16 boulons.

Les plaques à mettre sur chaque côté de l'âme doivent avoir une épaisseur de 28 mm chacune pour garantir la résistance à la traction de l'aire nette.

Le gousset pour fixer les diagonales et le montant du treillis doit aussi être coupé en deux et fixé sur chaque partie séparément. Ceci résulte dans le fait qu'il y a deux boulons du montant qui sont dans le gousset d'une pièce à assembler et deux qui sont dans l'autre comme il peut être vu sur le plan.

On peut deviner que cet assemblage ne peut pas être fait comme ça, les critiques et changement à faire sont montrés dans le chapitre Critiques et améliorations possibles.

AVANT MÉTRÉ

Le calcul détaillé de l'avant métré se trouve sur la page 52 de la note de calcul. Le tableau 10.1 donne un récapitulatif des résultats.

Tableau 10.1: Résultats de l'avant métré

| | |
|--------------------------------|---|
| Poids total de la halle | 214 t |
| Pannes | 13 % |
| Filières | 9 % |
| Treillis | 56 % |
| Poteaux | 18 % |
| CV | 4 % |
| Surface : | 2 400 m^2 88.4 kg/m^2 |
| Volume : | 30 500 m^3 7.0 kg/m^3 |

Même si 214 t semblent très importants pour une halle, ce poids est justifié par la hauteur qui doit être assurée, qui est de 12.5 m en l'espèce. On peut bien voir cela dans l'indication du poids par m^3 . Un poids de 7 kg/m^3 est adapté.

Les valeurs correspondent ainsi aux valeurs usuelles pour des halles en charpente métallique de cet ordre de grandeur. La conception de la halle semble par conséquent être réaliste.

CRITIQUE ET AMÉLIORATIONS POSSIBLES

Lors de la présentation du projet, des critiques ont été faites et des améliorations ont été proposées. Ces critiques sont traitées dans ce chapitre concluant le rapport.

Détail A

Le détail A pose plusieurs problèmes : D'abord, le fait de boulonner la diagonale sur le poteau et non pas sur la membrure supérieure a comme effet que la diagonale n'est pas tenue lors du transport et lors du montage. Il serait donc mieux de la fixer sur la membrure supérieure. Ensuite, le montage du treillis va être très difficile car les goussets sont déjà soudés sur le poteau quand le treillis arrive. Il faudrait alors tirer le poteau vers l'extérieur afin de pouvoir mettre le treillis en place. La solution optimale serait de prolonger la membrure supérieure, de la poser sur le poteau et de faire la connexion de cette manière. Ceci éviterait aussi que l'effort de compression passe par le poteau vu qu'il passerait directement dans la diagonale.

Détail C

Le problème du détail C est notamment l'épaisseur de l'âme du profilé HEA qui est beaucoup trop petite pour concentrer tout l'effort de traction. Il y aura un arrachement en bloc de la partie boulonnée. Il faudrait répartir les boulons sur l'âme et sur les ailes : 4 sur l'aile supérieure, 4 sur l'aile inférieure et 8 dans l'âme serait une solution possible. Une autre solution possible serait de faire une soudure complètement pénétrée qui permettrait une transmission des efforts optimale et qui permettrait en plus de pouvoir souder le gousset en une pièce.

La solution la plus facile serait de déplacer le joint soit en faisant 3 pièces de treillis, soit en faisant une coupe non symétrique. Le joint serait ainsi déplacé dans une zone qui moins sollicitée et ne se trouvant pas exactement dans un noeud où il doit avoir un gousset.

De plus dans ce détail on peut voir que des boulons de trois différentes tailles doivent être posés. Pour l'entreprise qui vient mettre les boulons, il serait beaucoup plus facile, s'il n'y avait qu'une taille de boulons. Dans le cas de cette halle ce seraient des M20.

Détail E

Au lieu de couper les deux profilés UNP et de tous les boulonner sur la plaque, on pourrait laisser un profilé en entier et ne couper que l'autre. Le profilé non-coupé doit quand même être boulonné sur la plaque, mais uniquement avec quatre boulons au lieu de 8. Ceci réduit le nombre d'éléments à assembler de quatre à trois et diminuera aussi le nombre de boulons.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Manfred A. HIRT, Rolf BEZ et Alain NUSSBAUMER : *Construction métallique, Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement*. Traité de génie civil volume 10, nouvelle édition, 512 pages. PPUR, Lausanne, 2006.
- [2] Manfred A. HIRT et Michel CRISINEL : *Charpentes métalliques, Conception et dimensionnement des halles et bâtiments*. Traité de génie civil volume 11, nouvelle édition, 727 pages. PPUR, Lausanne, 2005.
- [3] Société suisse des ingénieurs et des architectes. *Norme suisse SIA 260 :2003, Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses*, 2003.
- [4] Société suisse des ingénieurs et des architectes. *Norme suisse SIA 261 :2003, Action sur les structures porteuses*, 2003.
- [5] Société suisse des ingénieurs et des architectes. *Norme suisse SIA 263 :2003, Construction en acier*, 2003.
- [6] Centre suisse de la construction MÉTALLIQUE : *Tables de construction*. SZS C5/05, nouvelle édition, 134 pages. Zürich, 2005.
- [7] Centre suisse de la construction MÉTALLIQUE : *Tables de dimensionnement*. SZS C4/06, nouvelle édition, 178 pages. Zürich, 2006.
- [8] SWISSTENNIS : *Règles de jeu (RJ)*. www.swisstennis.ch/upload/docs/pro_tennis/2012_Spielregeln_f.pdf, 2012.

PARTIE II

Note de calcul

NOTE DE CALCUL

Organisation des courts

Dimensions : 23,77 m de long et 10,97 de large

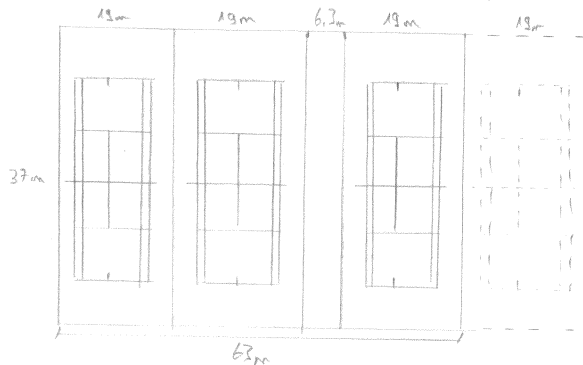
Distance entre ligne et limite du court :

ligne de fond - fond du court : 6,4 m

ligne de côté - limite lat du court : 3,66 m

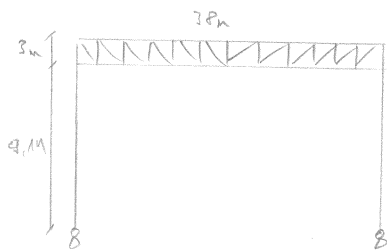
Hauteur minimum sous plafond : 9,14 m

Dimension final du court : $36,57 \text{ m} \times 18,29 \text{ m} \Rightarrow 37 \times 19 \text{ m}$

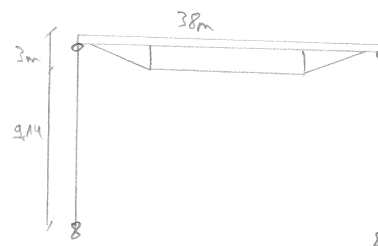


Variante 1

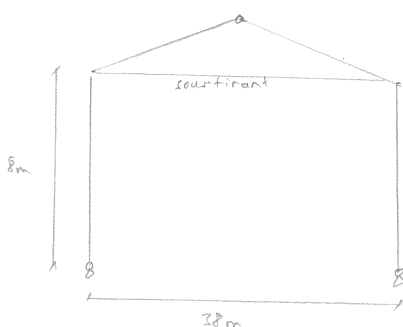
Variante 1



Variante 3



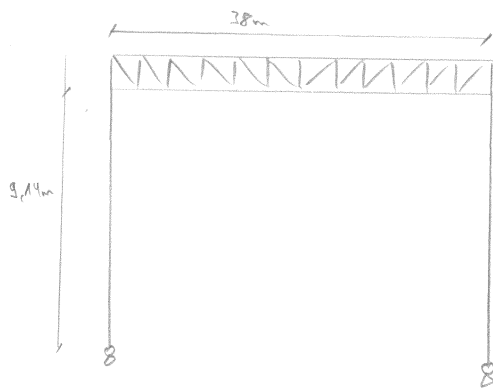
Variante 2



Ecartement des cadres : 6,7 m
(5-7 m)

$3 \times 6,6 \text{ m} = 19,8 \text{ m}$
 $\Rightarrow 1 \text{ court}$

Variante 1



1x hyperstatique

Longeur de la halle : 38m

encasté $h_t = \frac{e}{12} = \frac{38}{12} = 3,166 \approx 3,17m$

TGC 11, p. 230

Treillis en N avec diagonales en traction

Hauteur total : $9,14 + 3,17 = 12,3 \approx 12,5m$

inclinaison des diagonales : 45°

Contreventement :

$e/s - e/p$

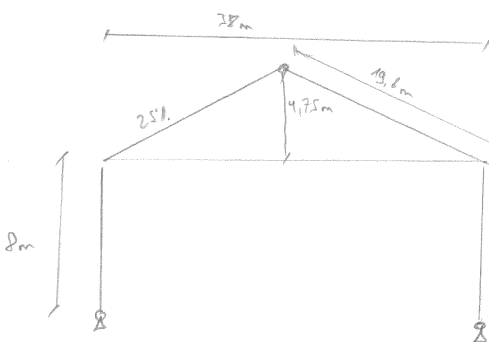
direction longueur^(67m) : $7,8 - 12,6 \Rightarrow 9,81 = 3 \times 3,17$

direction largeur^(38m) : $4,75 - 7,6 \Rightarrow 6,3m$

Pannes : écarté de 3,17m $\Rightarrow 12$ traverses

Pannes posées sur montants pour avoir transmission optimale des efforts

Variante 2



isostatique

Longeur halle : 38m

pende toiture : 25% $\hat{=} 14,036^\circ$

hauteur sup au milieu : 4,75m

sout-tirant suspendu au milieu
 \hookrightarrow poids propre

Contreventement :

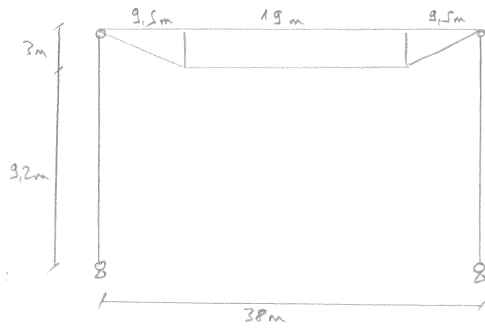
direction largeur^(38m) : $4,75 - 7,6 \approx 6,3m$

direction longueur^(67m) : $7,8 - 12,6 \Rightarrow 9,81m = 3 \times 3,17$

Pannes

tous les 3,92m $\Rightarrow 2 \times 5$ traverses

Variante 3



Mécanisme

Largeur halle : 38m

Distance bord-montant : $\frac{c}{4} = 9,5m$

Hauteur statique : ratio $\frac{1}{2} \Rightarrow h = 3,1m$

Hauteur totale : $9,2 + 3,1 = \underline{12,3m}$

Contreventement :

direction largeur : $4,75 - 7,6 \Rightarrow \underline{6,2m}$

direction longueur : $7,8 - 12,6 \Rightarrow \underline{11,4m} = 3 \times 3,8m$

Pannes

Écartement 3,8m \Rightarrow 10 travées

Comparaison des variantes

Variante 1

⊕ Hyperstatique (1x)

Meilleur système par rapport à l'éclatement

Moins lourd

⊖ Façade de 12m

Beaucoup de nœuds et éléments à assembler

Variante 2

⊕ Hyperstatique (1x)

Lumière naturelle (toiture inclinée)

Façade que 8m

Écoulement de l'eau

⊖

Inclinaison des pannes \Rightarrow torsion

Fabrication sur mesure

↳ hauteur variable \Rightarrow CHF

Variante 3

⊕ Poteaux moins épais

Plus esthétique que autres variantes

⊖

Isostatique \Rightarrow CV

Façade de 12m

Pas très économique

Charges

selon SIA 261

Actions permanentes

Toiture (Fig 6.30 TAC 11)

- Tôle extérieur : 150 N/mm^2
- Étanchéité : 100 N/mm^2
- Isolation : 50 N/mm^2
- Pare-vapeur : 50 N/mm^2
- Tôle support : 150 N/mm^2

TAC 11, p. 222

Total

$$500 \text{ N/mm}^2 \hat{=} 0,5 \text{ kN/m}^2$$

Dalle du restaurant

- Épaisseur :

Poids volumique béton : 25 kN/m^3

\Rightarrow

Garde-corps 2. étage

Structure porteurs

- IPE 180 : $g = 18,8 \cdot 9,81 = 185 \text{ N/m}$

SZS CS/05 p. 24

Charges variables

Restaurant:

Catégorie de surface C1 : Locaux de réunion, avec chaises et tables

SIA 261 tab. 8

$$q_k = 3 \text{ kN/m}^2 \quad Q_k = 4 \text{ kN/m}^2$$

Toiture:

Accessible que pour l'entretien

↳ Cat. H $\Rightarrow q_k = 0,4 \text{ kN/m}^2 \quad Q_k = 1 \text{ kN/m}^2$

"

Neige:

Hauteur de référence : $h_0 = h + 200 \text{ m} = 1100 \text{ m}$

SIA 261 Annexe D

$$s_k = \left[1 + \left(\frac{h_0}{250} \right)^2 \right] \cdot 0,4 \text{ kN/m}^2 = 3,67 \text{ kN/m}^2$$

$h = 800 \text{ m}$ (Montbéliard VD)

SIA 261 S.2

$$q_k = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_T \cdot s_k \Rightarrow 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 3,67 = 2,95 \text{ kN/m}^2$$

$$C_T = 1$$

$$C_e = 1 \text{ (Exposition normal)}$$

$$\mu_{11} = \mu_{12} = 0,8 \text{ (Modèle 1)}$$

$$\mu_{11/2} = \mu_{12/2} = 0,4 \text{ (Modèle 2)}$$

Vent

Valeur de référence pour charge de pression : $1,1 \text{ kN/m}^2 = q_{pe}$

SIA 261 Annexe C

rapport : $h : b : l = 12 : 38 : 63 \approx 1 : 3 : 5 \Rightarrow \text{Tab 61a/b}$

$h = 12 \Rightarrow$ interpolation entre tab 61a ($h = 8 \text{ m}$) et tab 61b ($h = 16 \text{ m}$) toit plat

SIA 261 Annexe C, tab 61a/b

Valeurs retenues

| C_{pe} | | | | | | | | | C_{pe} | | | C_{pi} | |
|-----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------------------|-------|-------|----------------|-------|
| Surface d'application | | | | | | | | | surface localisée | | | Ouverture côté | |
| A | B | C | D | E | F | G | H | I | m | n | o | A | B |
| 0° | 0,65 | -0,30 | -0,15 | -0,15 | -0,65 | -0,65 | -0,30 | -0,30 | -0,93 | -0,48 | -0,80 | 0,60 | -0,30 |
| 90° | -0,33 | -0,35 | 0,70 | -0,28 | -0,50 | -0,28 | -0,50 | -0,28 | -0,48 | -0,23 | 0,48 | -0,33 | -0,33 |

$$C_{pe} = -2,0$$

$$C_h = 1,6 \left[\left(\frac{z}{z_g} \right)^{\alpha_r} + 0,375 \right]^2 = 1,05$$

SIA 261, 6.2.1.2

Catégorie de terrain III (Localité, milieurural) $\Rightarrow z_g = 450 \quad \alpha_r = 0,23$

$$z = 12 \text{ m}$$

$$C_{red} = 1$$

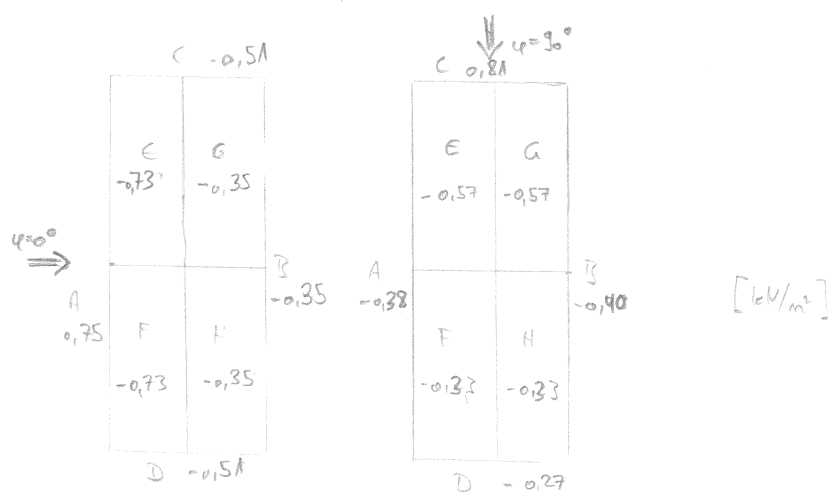
SIA 261, 6.2.2

$$C_d = 1$$

" 6.2.5

pressions extérieures

$$q_k = \underset{1}{C_{red}} \cdot \underset{1}{C_d} \cdot C_{pe} \cdot \underset{1,05}{C_h} \cdot \underset{1,1}{q_{p0}}$$



Prédimensionnement

Variante 1

Ferme à treillis à hauteur constant: $h = \ell/12 = 3,166 \text{ m}$

TAC M, p.230

Montant: h pour profil comparé à âme pleine = $2,0 \text{ m} \Rightarrow A \approx 33'000$

\Rightarrow HEB 800

Panner: $h \approx \ell/40 = 6,3/40 = 158 \text{ mm} \Rightarrow$ IPE 180

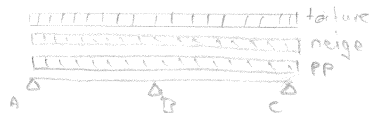
Filière: $h \approx \ell/40 = 6,3/40 = 158 \Rightarrow$ IPE 160

CV: $\lambda_k \leq 250$

Calcul à l'ELU

Cas de charge: Poids propre + neige

Panne: sur 2 travées



$$q_d = 1,35 (q_{\text{panne}} + q_{\text{toiture}} \cdot a_{\text{panne}}) + 1,5 \cdot q_{\text{neige}} \cdot a_{\text{panne}}$$

$$= 1,35 (0,185 + 0,5 \cdot 3,17) + 1,5 \cdot 2,95 \cdot 3,17$$

$$= 16,417 \text{ kN/m}$$

$a_{\text{panne}} = 3,17 \text{ m}$
 $\ell = 6,3 \text{ m}$

$$M^+ = q \ell^2 \cdot 0,0703 = 45,8 \text{ kNm} \quad R_A = R_C = 0,375 \cdot q \ell$$

$$M^- = q \ell^2 \cdot -0,125 = -81,61 \text{ kNm} \quad R_B = 1,25 \cdot q \ell$$

$$H_{y,ed} = 56,3 \text{ kNm} \quad \text{KO!}$$

$$\Rightarrow \text{IPE 220} \Rightarrow q = 26,4 \cdot 3,81 = 259 \text{ N/m}$$

$$q_d = 1,35 \cdot (0,259 + 0,5 \cdot 3,17) + 1,5 \cdot 2,95 \cdot 3,17 = 16,517 \text{ kN/m}$$

$$M^+ = 46,1 \text{ kNm}$$

$$M^- = -82,1 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

$$H_{y,ed} = 96,5 \text{ kNm}$$

$$R_A = R_C = 39,02 \text{ kN}$$

$$R_B = 130,1 \text{ kN}$$

vent a effet de dépression

↳ favorable

↳ partenu compte

Par prise en compte des $0,4 \text{ kN/m}^2$ pour l'entretien, car par possible d'accéder la toiture en cas de $1,5 \text{ m}$ de neige

S25 C4/06 p. 173

Panner en S355

Pannes sur 3 travées (ou début et à la fin)

$$q_d = 16,417 \text{ kN/m}$$

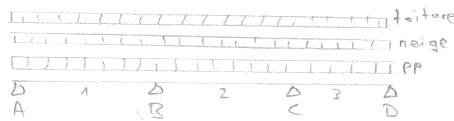
$$M_{1,2}^+ = q \cdot e^2 \cdot 0,08 = 52,127 \text{ kNm}$$

$$M_{B,C}^- = q \cdot e^2 \cdot 0,1 = -65,158 \text{ kNm}$$

$$IPE 220 : M_{y, Rd} = 96,5 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

$$R_A = R_D = q \cdot e \cdot 0,4 = 41,37 \text{ kN}$$

$$R_B = R_C = q \cdot e \cdot 1,1 = 113,77 \text{ kN}$$

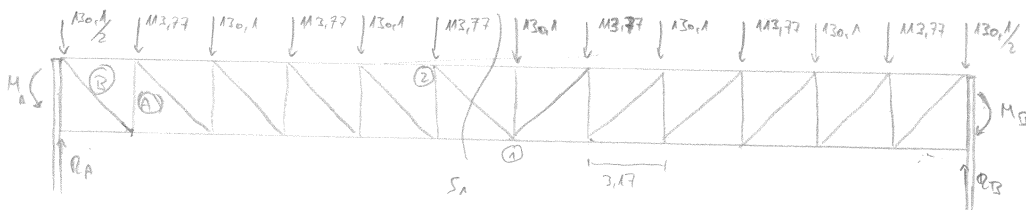


$$e = 6,3 \text{ m}$$

SZS C4 p. 173

Treillis

Le treillis le plus chargé est le deuxième. Il est appui central d'une panne sur 2 travées et appui central d'une panne sur 3 travées. Donc en alternance 113,77 kN et 130,1 kN



Le treillis est encasturé \Rightarrow hyperstatique

On admet la charge répartie $\frac{6 \cdot 113,77 + 6 \cdot 130,1}{38} = 38,506 \text{ kN/m}$ afin de pouvoir calculer les moments avec la formule :

$$M_{A,B} = -\frac{q e^2}{12} = \frac{38,506 \cdot 38^2}{12} = -4'633,56 \text{ kNm}$$

SZS C4, p. 172

$$M_{\max} = \frac{q e^2}{24} = 2'324,05 \text{ kNm}$$

$$R_A = R_B = \frac{\Sigma F_y}{2} = \frac{6 \cdot 113,77 + 6 \cdot 130,1}{2} = 731,61 \text{ kN}$$

Membrane supérieure

$$N_{\text{sup, ed, appui}} = \frac{4'633,56 \text{ kNm}}{3,17 \text{ m}} = 1'461 \text{ kN}$$

$$N_{\text{sup, ed, travée}} = \frac{2'324,05 \text{ kNm}}{3,17} = 733,2 \text{ kN}$$

$$A \geq \frac{\gamma_{M1} \cdot N}{f_y} = \frac{1,05 \cdot 1'461 \cdot 1000}{355} = 4'321 \text{ mm}^2$$

$$e_k = 110 \cdot e = 3,17 \text{ m} \approx 3,2 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \underline{\text{HEA 200 (S355)}} \quad (A = 5'380 \text{ mm}^2, N_k = 1'158 \text{ kN})$$

TGC 10, tab 5.32

SZS C4 p. 38

$$733,2 \text{ kN} = N_{\text{sup, ed, travée}} \leq N_{\text{Rd}} = \frac{N_k}{\gamma_{M1}} = 1'103 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Membrane inférieure

$$N_{inf,Ed,appui} = \frac{4633,56 \text{ kNm}}{2,17 \text{ m}} = -1'461 \text{ kN}$$

$$N_{inf,Ed,travée} = \frac{2'324,05}{2,17} = 732,2 \text{ kN}$$

$$l_k = 1,0 \cdot l = 1,0 \cdot (2,17 + 0,5) = 2,7 \text{ m}$$

$$A \geq \frac{1,05 \cdot 732,2 \cdot 1000}{355} = 2'168 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \text{HEA 220 (355)} \quad (A = 6'430 \text{ mm}^2, N_k = 1'622 \text{ kN})$$

$$1'461 \text{ kN} = N_{inf,Ed,appui} \leq N_{red} = \frac{N_k}{\gamma_{M1}} = 1'544 \text{ kN} \quad \checkmark$$

SZS C4, p. 38

Montant

Le plus chargé est le premier depuis l'appui (A).

$$N_{mont,Ed} = R_A - 130,1\% = -666,56 \text{ kN}$$

Flambage hors plan (axe faible) déterminant. $l_k = 1,0 \cdot l = 2,17 \text{ m} \approx 2,2 \text{ m}$

$$\Rightarrow \underline{\text{S 235 } 2 \times \text{UNP 260 JE}} \quad (N_k = 406 \text{ kN})$$

TGC 10, tab 5.32

SZS C4, p. 66

$$666,56 \text{ kN} = N_{mont,Ed} \leq N_{red} = \frac{2 \cdot N_k}{1,05} = 773 \text{ kN}$$

Diagonale

La plus sollicitée est celle vers l'appui (R)

$$N_{diag,Ed} = \frac{R_A - 130,1\%}{\cos \alpha} = 942,66 \text{ kN}$$

$$\alpha = 45^\circ$$

$$A \geq \frac{1,05 \cdot 942,66 \cdot 10^3}{235} = 4'211,89 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \underline{\text{S 235 } 2 \times \text{UNP 160 JE}} \quad (A = 2'400 \text{ mm}^2)$$

SZS C5 p. 30

Poids du treillis

$$\text{Membrane sup: HEA 200: } g = 445,0 \text{ N/m } l = 38 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 15,77 \text{ kN}$$

$$\text{" int: HEA 220: } g = 495,4 \text{ N/m } l = 38 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 18,83 \text{ kN}$$

$$\text{Montants: UNP 260: } g = 371,8 \text{ N/m } l = 2,17 \text{ m} \cdot 2 \cdot 11$$

$$\Rightarrow 25,93 \text{ kN}$$

$$\text{Diagonales: UNP 160: } g = 184,4 \text{ N/m } l = 4,5 \text{ m} \cdot 2 \cdot 12$$

$$\Rightarrow 19,92 \text{ kN}$$

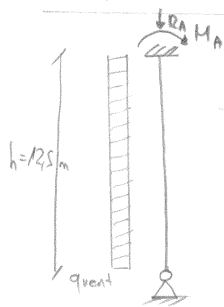
$$\underline{80,45 \text{ kN}}$$

$$\frac{80,45}{1'462,22} = 5,5\% \text{ augmentation des charges} \Rightarrow \text{sa parer partout.}$$

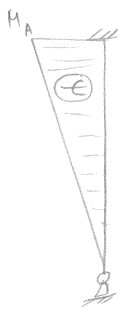
$$\Rightarrow R_A = R_B = 731,61 \cdot 1,055 = 771,8 \approx 780 \text{ kN}$$

$$M_A = M_B = -4'633,56 \cdot 1,055 = -4'888 \approx -4'900 \text{ kNm}$$

Montant du cadre

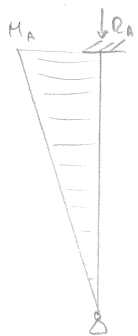
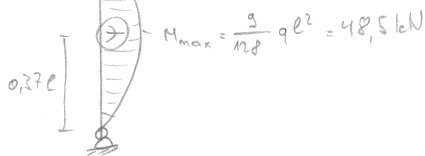


$$q_{\text{vent}} = 0,7 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,3 \text{ m} = 4,41 \text{ kN/m}$$



$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{4,41 \cdot 12,5^2}{8} = 86,12 \text{ kNm}$$

Moment du au vent
latéral négligeable par
rapport au moment venant
du treillis



$$M_A = 41900 \text{ kNm}$$

$$R_A = 780 \text{ kN}$$

\Rightarrow S355 HEB 1000

Afin de contrôler les déformations, le cadre a été modélisé dans STATIK 6. \rightarrow (page 12)

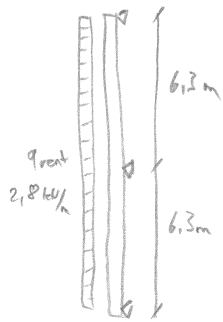
Le résultat est différent. Autre répartition des moment et effort normal car encastrement pas parfait à cause de la rotation possible en tête du poteaux.

$$\Rightarrow N_{\text{sup, ed, trouée}} = -1730 \text{ kN} \quad l_c = 3,17 \Rightarrow \underline{\text{HEA 240}}$$

Pour limiter la flèche à 10 cm la membrure inférieure a été changée en HEA 260 (avant HEA 220) et la diagonale en UNP 200 (avant UNP 160)

Interaction, M-N

Filières :



$$M^+ = q \cdot l^2 \cdot 0.0703 = 7.8 \text{ kNm}$$

$$M^- = q \cdot l^2 \cdot 0.125 = -13.9 \text{ kNm}$$

$$R_A = R_B = q \cdot l \cdot 0.375 = 6.62 \text{ kN}$$

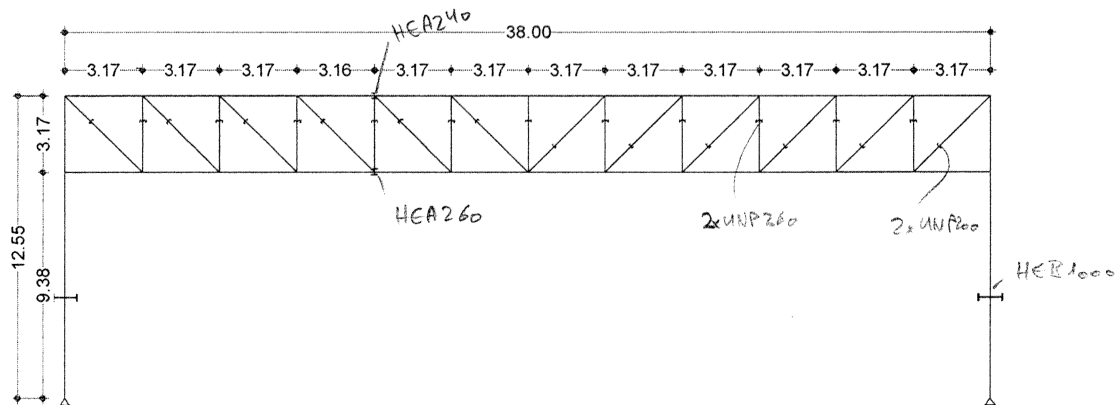
$$R_C = q \cdot l \cdot 0.25 = 22.1 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \underline{\text{IPE 180 (5355)}}$$

SZS C4,173

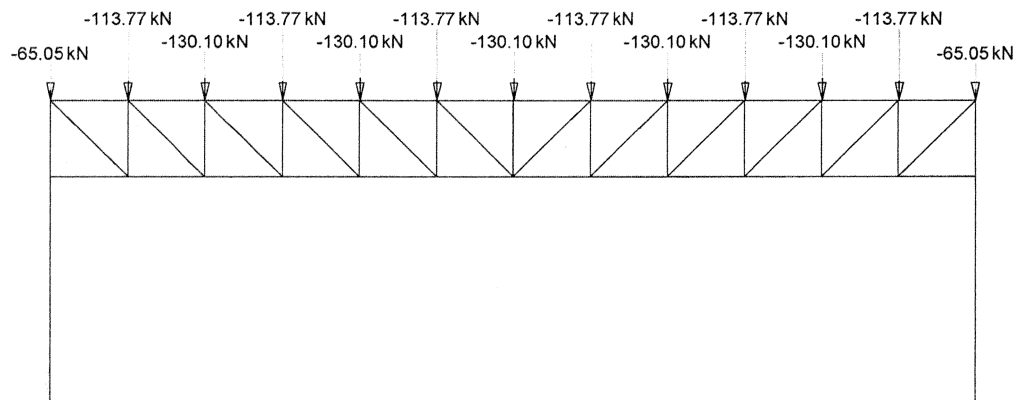
Structure

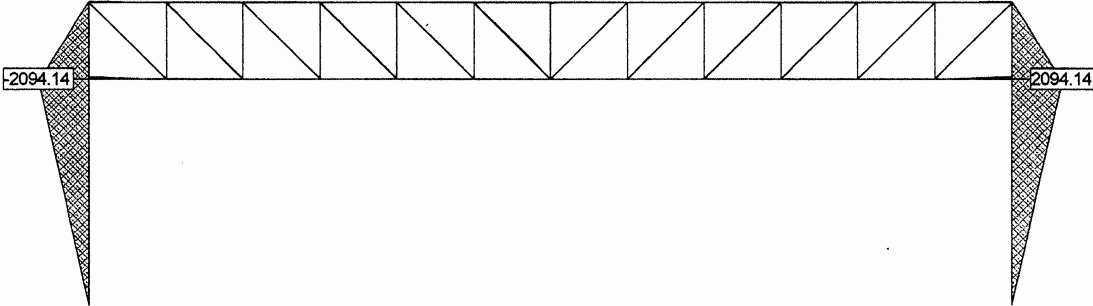
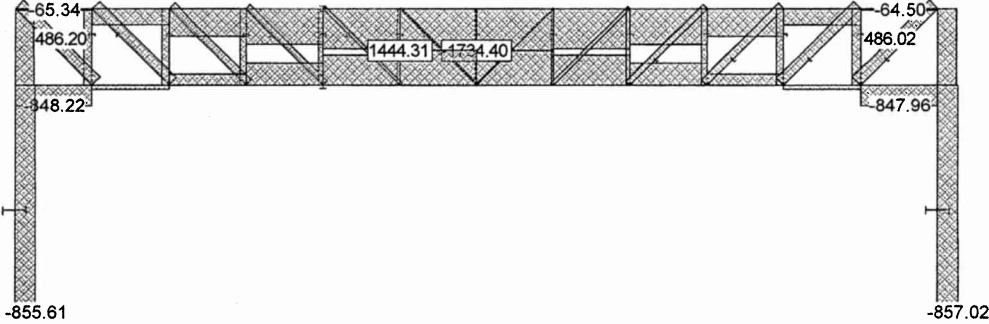
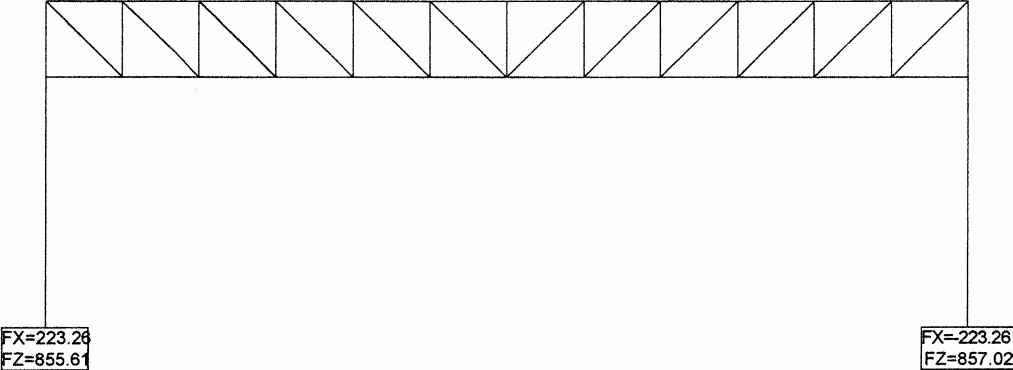
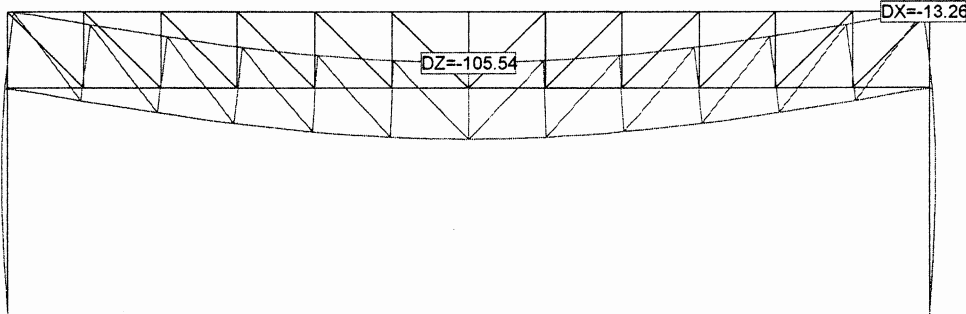
Échelle 1:300.0



Chargement Ch2: Surcharge

Échelle 1:300.0



| | |
|--|-------------------------|
| Projet de construction - Halle de tennis Variante 1 - Prédimensionnement | Page 2 |
| EPFL-ENAC-IT2, 1015 Lausanne | 13.03.13, 13:23 |
| Ralph Burgener | Statik-6 - Version 1.06 |
| Effort intérieur M_y [kNm] pour: ELU | Échelle 1 : 300.0 |
|  | |
| Effort intérieur N [kN] pour: ELU | Échelle 1 : 300.0 |
|  | |
| Réactions [kN]/[kNm] pour: ELU, Somme F_x : 0.00, Somme F_z : 1712.63 | Échelle 1 : 300.0 |
|  | |
| DÉPLACEMENTS pour: ELU [mm], Amplification: 20.0 | Échelle 1 : 300.0 |
|  | |
| Nr.: | |

Variante 2

Panner : $h = \frac{e}{40} = \frac{6300}{40} = 158 \text{ mm} \Rightarrow \underline{\text{HEA } 180}$
↳ car inclinée

Traverser : $h = \frac{e}{30} = \frac{19000}{30} = 633 \text{ mm} \Rightarrow \underline{\text{HEA } 650}$

Montant : même aire de section $\Rightarrow \underline{\text{HEA } 650}$

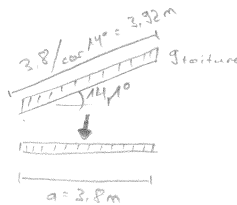
Filières : $h = \frac{e}{40} = 158 \Rightarrow \text{IPE } 160$

CV : $\lambda_k \leq 250$

Calcul à l'ELU

Car de charges : + neige + PP

PANNES : sur 2 travées



$$q_d = 1,35 \cdot (q_{\text{panne}} + q_{\text{toiture}} \cdot \frac{a_{\text{panne}}}{\cos(14,1^\circ)}) + 1,5 \cdot q_{\text{neige}} \cdot a_{\text{panne}}$$

$$= 1,35 \left(0,35 + 0,5 \cdot \frac{3,8}{\cos 14,1} \right) + 1,5 \cdot 2,95 \cdot 3,8$$

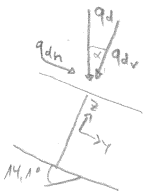
$$= 19,93 \text{ kN/m}$$

$a_{\text{panne}} = 3,8 \text{ m}$

$l = 6,3 \text{ m}$

$q_{\text{HEA } 180} = 25,5 \cdot 3,81$
 $= 0,35 \text{ kN/m}$

S25 CS, p 24



$q_{dv} = q_d \cdot \cos 14,1^\circ = 19,33 \text{ kN/m}$

$q_{dh} = q_d \cdot \sin 14,1^\circ = 4,86 \text{ kN/m}$

mi-travée :

$$\frac{M_{y,ed}^+}{M_{y,rd}} + \frac{M_{z,ed}^+}{M_{z,rd}} = \frac{q_{dv} \cdot l^2 \cdot 0,0703}{\frac{109,8 \text{ kNm}}{1,05}} + \frac{q_{dh} \cdot l^2 \cdot 0,0703}{\frac{52,9 \text{ kNm}}{1,05}} = 0,785 < 1 \quad \checkmark$$

$l = 6,3 \text{ m}$

S1A

S25 C4, p. 173

S25 CS, p 24

sur appui :

$$\frac{M_{y,ed}^-}{M_{y,rd}} + \frac{M_{z,ed}^-}{M_{z,rd}} = \frac{q_{dv} \cdot l^2 \cdot 0,125}{\frac{109,8}{1,05}} + \frac{q_{dh} \cdot l^2 \cdot 0,125}{\frac{52,9}{1,05}} = 1,396 > 1 \quad \text{KO}$$

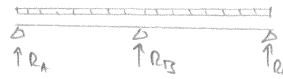
$\Rightarrow \underline{\text{HEA } 220}$

$$\frac{q_{dv} \cdot l^2 \cdot 0,125}{\frac{192,2}{1,05}} + \frac{q_{dh} \cdot l^2 \cdot 0,125}{\frac{91,5}{1,05}} = 0,825 < 1 \quad \checkmark$$

HEA 220 : $q = 0,496 \text{ kN/m}$

$q_d = 20,13 \text{ kN/m}$ $q_{dv} = 19,524 \text{ kN/m}$ $q_{dh} = 4,9 \text{ kN/m}$

$$R_A = R_C = 0,375 q_d \cdot l = 0,375 \cdot 20,13 \cdot 6,3 = 47,56 \text{ kN}$$



$$R_B = 1,25 \cdot q_d \cdot l = 1,25 \cdot 20,13 \cdot 6,3 = 158,52 \text{ kN}$$

sur 3 travées

Valeurs max pour les moments plus petits que pour 2 travées
= HEA220 OK

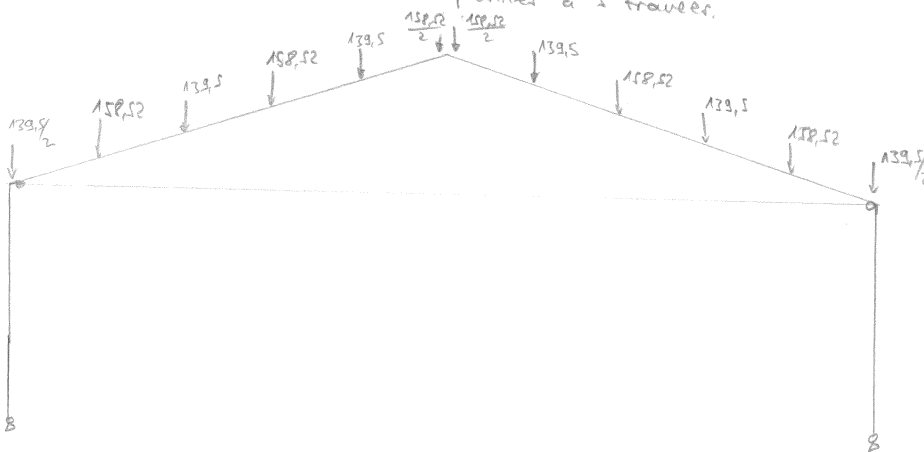
$$R_A = R_D = q_d \cdot l \cdot 0,4 = 20,13 \cdot 6,3 \cdot 0,4 = 50,73 \text{ kN}$$



$$R_B = R_C = q_d \cdot l \cdot 1,1 = 20,13 \cdot 6,3 \cdot 1,1 = 139,50 \text{ kN}$$

TRAVERSES

Traverse no 2 est la plus chargée : R_B pour passer à 2 travées et R_B pour passer à 3 travées.



Le calcul a été fait sur STATIK 6. Le câble a été modélisé par des ressort à chaque bout de câble avec rigidité $k = \frac{EA}{L}$

Le prédimensionnement qui a été trouvé afin de limiter la flèche à 11 mm est le suivant:

$$\text{traverse : } M_{max}^- = 1'546,3 \text{ kNm}$$

$$N = -1'532,5 \text{ kN}$$

$$n = \frac{N_{ed}}{N_{rd}} = \frac{1'532,5 \cdot 1000}{\frac{355 \cdot 24200}{1,05}} = 0,1873$$

SIA 263, 5.1.4.1

$$\alpha = \frac{A - 26t_f}{A} = \frac{24'200 - 2 \cdot 200 \cdot 26}{24'200} = 0,35537 = 35,5\%$$

$$\xi = \frac{1}{1 - 0,5 \cdot \alpha} = 1,21608$$

$$M_{y,N,rd} = M_{y,rd} \cdot \xi \cdot (1 - n)$$

$$= 2075 \cdot 1,21608 \cdot (1 - 0,1873) = 2050,74 \text{ kNm} \leq M_{y,rd}$$

$$1'546,3 \text{ kNm} = M_{max}^- \leq \frac{M_{y,rd}}{\gamma_{M1}} = 1'953 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

\Rightarrow HEA650 (5355)

$$l_k = 4 \text{ m} \Rightarrow N_k = 6'160 \text{ kN}$$

\checkmark

POTEAUX:

Interaction M-N ok car N plus petit que pour traverse

$$M_{max} = 1'546,3 \text{ kNm}$$

$$l_k = 4 \text{ m} \Rightarrow N_k = 6'160 \text{ kN}$$

$$N_s = -817,05 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \text{HEA650 (535)}$$

CABLE

$$k = \frac{EA}{l_2} = \frac{190 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2} \cdot \pi \cdot 35^2 \text{ mm}^2}{19} = 38'484 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N = 1'204,8 \text{ kN}$$

$$A \geq \frac{1,05 \cdot 1'204,8 \cdot 1000}{355} = 3'563,5 \text{ mm}^2$$

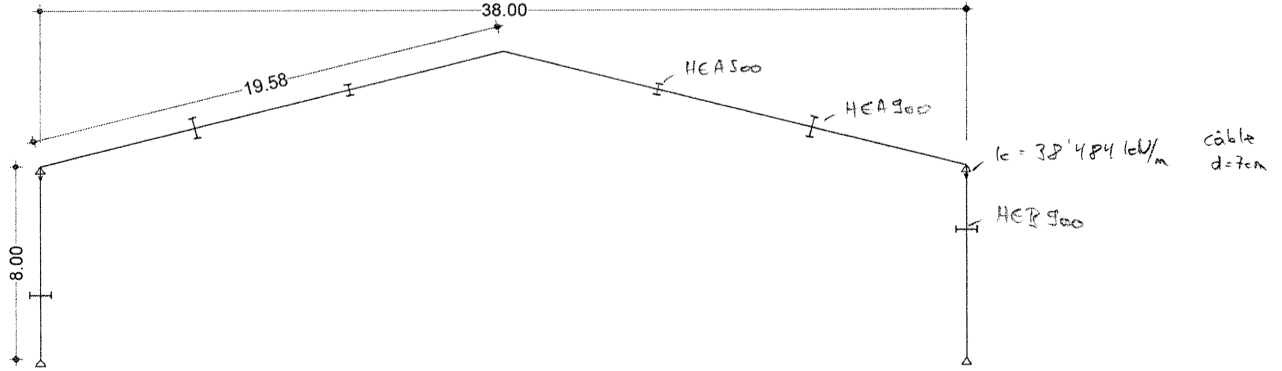
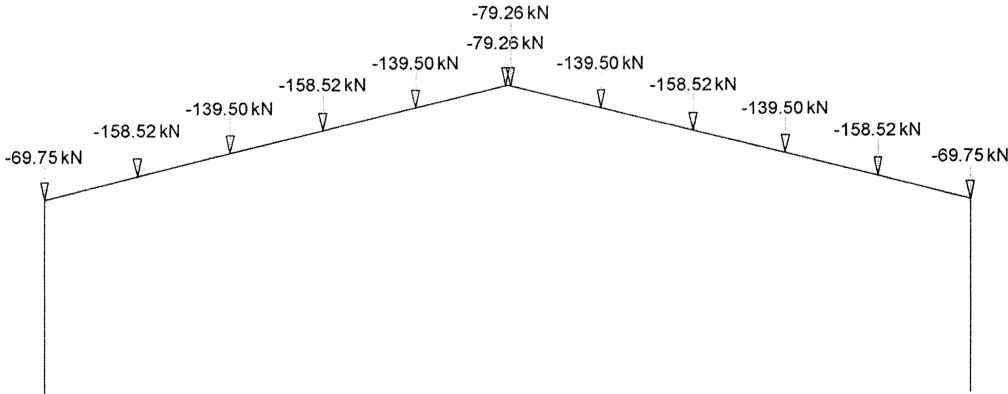
$$A_{d=7\text{cm}} = \pi r^2 = \pi \cdot 35^2 = 3'848 \text{ mm}^2 \quad \checkmark \quad \text{câble avec } d=7\text{cm}$$

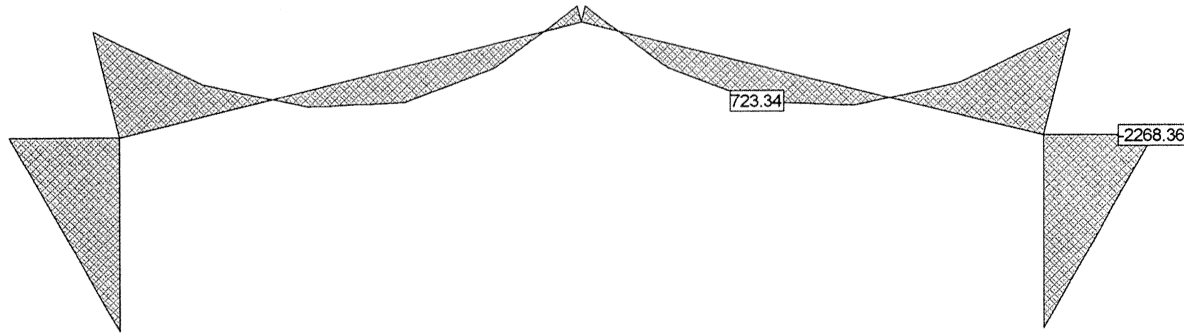
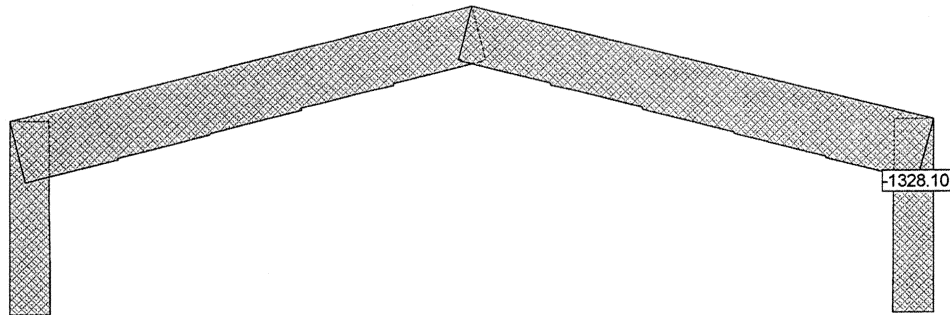
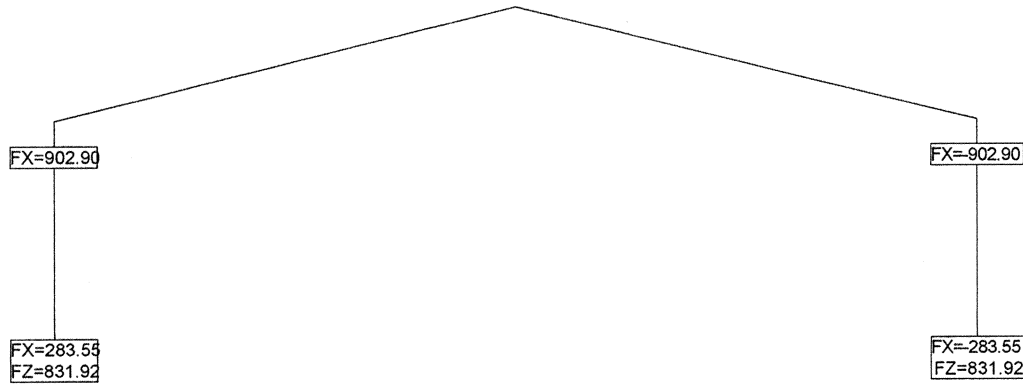
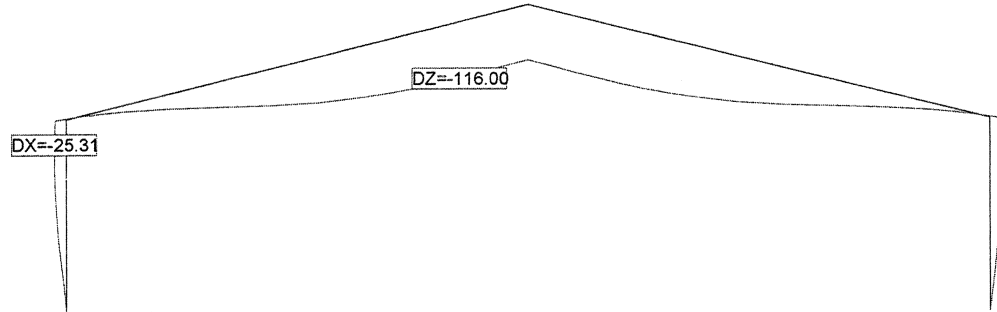
Afin de diminuer la flèche le poteau a été changé en HEB300
et la traverse en variable HEA300-HEA500.

Filières

Identique à la variante 1

$$\Rightarrow \text{IPE180}$$

| | |
|--|---|
| Projet de construction - Halle de tennis Variante 2 - Prédimensionnement | Page 1 14.03.13, 09:29 |
| EPFL-ENAC-IT2, 1015 Lausanne | Ralph Burgener Statik-6 - Version 1.06 |
| <div data-bbox="188 264 282 293">Structure</div> <div data-bbox="1289 259 1457 291">Échelle 1:300.0</div>  <div data-bbox="188 723 453 757">Chargement Ch2: Surcharge</div> <div data-bbox="1289 719 1460 752">Échelle 1:300.0</div>  | |
| | Nr.: |

| | |
|---|---|
| <div data-bbox="172 141 576 203"> <p>Projet de construction - Halle de tennis Variante 2 - Prédimensionnement</p> </div> <div data-bbox="172 217 523 246"> <p>EPFL-ENAC-IT2, 1015 Lausanne</p> </div> | <div data-bbox="1262 136 1342 165"> <p>Page 2</p> </div> <div data-bbox="1262 174 1426 203"> <p>14.03.13, 09:29</p> </div> <div data-bbox="1040 217 1208 246"> <p>Ralph Burgener</p> </div> <div data-bbox="1262 217 1441 246"> <p>Statik-6 - Version 1.06</p> </div> |
| <p>Effort intérieur My [kNm] pour: ELU</p> | <p>Échelle 1 :300.0</p> |
|  | |
| <p>Effort intérieur N [kN] pour: ELU</p> | <p>Échelle 1 :300.0</p> |
|  | |
| <p>Réactions [kN]/[kNm] pour: ELU, Somme FX: 0.00, Somme FZ: 1663.83</p> | <p>Échelle 1 :300.0</p> |
|  | |
| <p>DÉPLACEMENTS pour: ELU [mm], Amplification: 20.0</p> | <p>Échelle 1 :300.0</p> |
|  | |
| <p>Nr.:</p> | |

Variante 3

Pannes : $h = \frac{e}{40} = \frac{6300}{40} = 158 \text{ mm} \Rightarrow \text{IPE } 240$

Traverse : $h = \frac{e}{30} = \frac{38000}{30} = 1'266,7 \text{ mm}$

Montant : HEA 650

Filières : $h = \frac{e}{40} = 158 \Rightarrow \text{IPE } 160$

$CV = \lambda_k \leq 250$

(Variante 1 apanne : 3,17m)
ici apanne : 3,8m
 $\Rightarrow \text{IPE } 240$

TAC M, p. 230

Calcul à l'ELU

Car de charge : neige + PP

PANNES :

$$q_d = 1,35 \cdot (g_{\text{panne}} + g_{\text{toiture}} \cdot \mu_{\text{panne}}) + 1,5 \cdot q_{\text{neige}} \cdot \mu_{\text{panne}}$$

$$= 1,35 \cdot (0,301 + 0,5 \cdot 3,8) + 1,5 \cdot 2,95 \cdot 3,8$$

$$= 19,79 \text{ kN/m}$$

$\mu_{\text{panne}} = 3,8 \text{ m}$

$l = 6,3 \text{ m}$



sur 2 travées :

$M^+ = q \cdot l^2 \cdot 0,0703 = 55,22 \text{ kNm}$

$M^- = q \cdot l^2 \cdot 0,125 = -98,18 \text{ kNm}$

$R_A = R_C = q \cdot l \cdot 0,275 = 46,75 \text{ kN}$

SZS CH, p. 173

$R_B = q \cdot l \cdot 1,25 = 155,875 \text{ kN}$

$\frac{M_{y,ed}}{\delta M_1} = \frac{124,0}{1,05} = 118,1 \text{ kNm}$

$\Rightarrow \text{IPE } 240 \text{ (SZS)}$

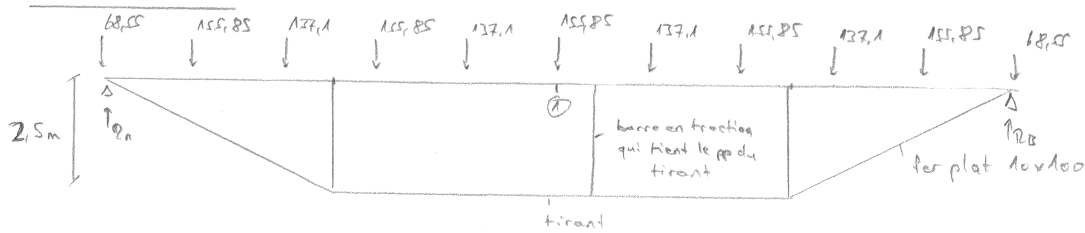
sur 3 travées :

OK pour M car valeur max plus petite.

$R_A = R_D = q \cdot l \cdot 0,4 = 49,9 \text{ kN}$

$R_B = R_C = q \cdot l \cdot 1,1 = 137,1 \text{ kN}$

TRAVERSE :



$$R_A = R_B = \frac{\sum F_y}{2} = 732,46$$

La traverse a été modélisée sur STATIK 6 afin de trouver les efforts intérieurs.

Traverse : $M_{max} = 1'717,74 \text{ kNm}$
 $N_{max} = -2'400 \text{ kN}$

$$\eta = \frac{N_{ed}}{N_{rd}} = \frac{2'400}{9'669} = 0,2484$$

↳ HEA 800 (S355)

$$\alpha = \frac{A - 26 \cdot t_f}{A} = \frac{28'600 - 21'300 \cdot 28}{28'600} = 0,4126$$

$$\xi = \frac{1}{1 - 0,5 \cdot \alpha} = 1,26$$

$$M_{y,N,ed} = M_{y,ed} \cdot \xi \cdot (1 - \eta)$$

$$= 2'941 \cdot 1,26 \cdot (1 - 0,2484) = 2'785 \text{ kNm}$$

$$1'717 = M_{y,ed} \leq \frac{M_{y,N,ed}}{8MA} = 2'652,5 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

⇒ HEA 800 (S355)

SIA 263, 5.1.4.1
S25 C5, f_{ctd}

Montant :

$$N = -656 \text{ kN} \quad l_c = 2,5 \text{ m}$$

⇒ HEA 200 (S235)

Tirants :

$$N = 2'492 \text{ kN}$$

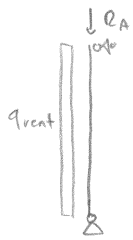
$$A \geq \frac{1,05 \cdot 2'492}{355} = 7'371 \text{ mm}^2$$

⇒ 2x LNP 140/15 (S355)

→ pour qu'il peut reprendre son poids propre
↳ limiter la flèche

$R_R = R_A = 811 \text{ kN}$

POTEAUX:



$$R_A = -811 \text{ kN}$$

$$l_{k_{\text{possible}}} = 4 \text{ m}$$

$$l_{k_{\text{fort}}} = 12 \text{ m}$$

$$q_{\text{vent}} = 0,7 \cdot 6,3 = 4,41 \text{ kN/m}$$

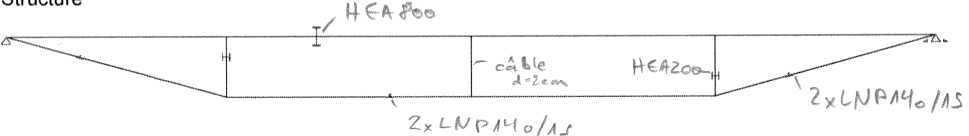
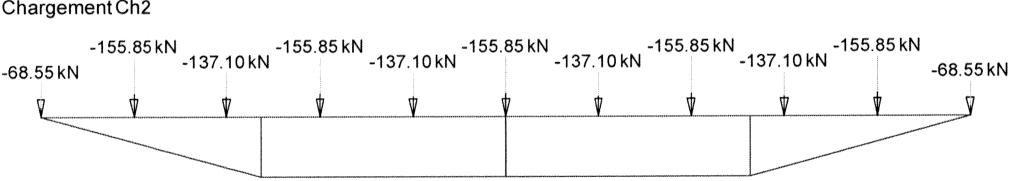
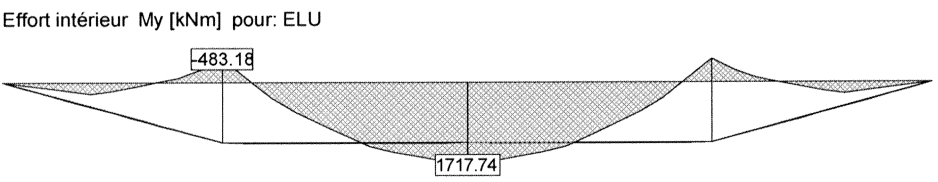
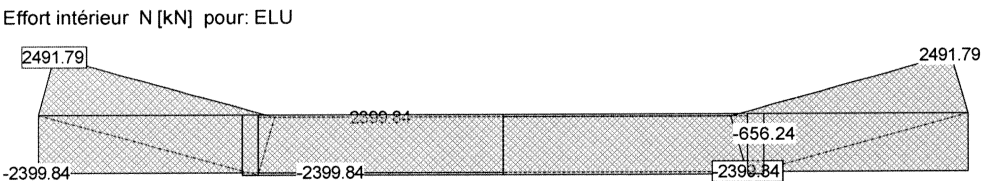
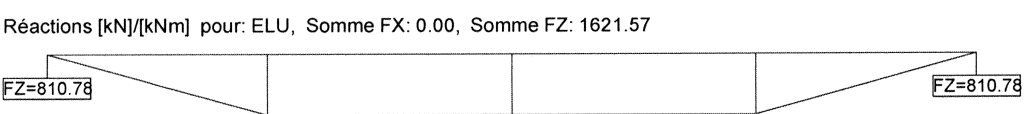
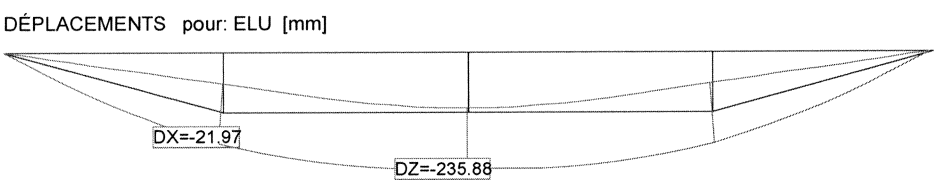
$$\Rightarrow \underline{\text{HEA 260 (5355)}}$$

$$M^+ = \frac{q l^2}{8} = 79,4 \text{ kNm}$$

Filières

Identique à la variante 1

$$\Rightarrow \text{IPE 180}$$

| | |
|---|---|
| Statik-6 Variante 3 - Prédimensionnement | Page 1 |
| EPFL-ENAC-IT2, 1015 Lausanne | 14.03.13, 18:23 |
| Ralph Burgener | Statik-6 - Version 1.06 |
| <p>Structure</p>  <p>Chargement Ch2</p>  <p>Effort intérieur My [kNm] pour: ELU</p>  <p>Effort intérieur N [kN] pour: ELU</p>  <p>Réactions [kN]/[kNm] pour: ELU, Somme FX: 0.00, Somme FZ: 1621.57</p>  <p>DÉPLACEMENTS pour: ELU [mm]</p>  | <p>Échelle 1 : 300.0</p> <p>Échelle 1 : 300.0</p> <p>Échelle 1 : 300.0</p> <p>Échelle 1 : 300.0</p> <p>Échelle 1 : 300.0</p> <p>Échelle 1 : 300.0</p> |
| | Nr.: |

Dimensionnement

Pannes

Actions:

- poids propre de la panne g_a
- poids de la toiture g_{An}
- neige q_s
- vent q_w (pour le toit que en dépression)
- masses suspendues q_{rup}/Q_{rup} (négligé ici)
- charge utile sur toiture q

Situations de risque

- 1) charge utile : $g_a + g_{An} + q$ (prép.) + q_w (conc.)
- 2) Neige : $g_a + g_{An} + q_s$ (prép.) + q_w (conc.)
- 3) Vent : $g_a + g_{An} + q_s$ (conc.) + q_w (prép.)
- 4) Vent en dépression : $g_a + g_{An} + q_w$ (prép.) ($\gamma_{s,min}$)

On a des pannes sur deux et sur trois travées. Vu que les valeurs max sont plus critique pour les pannes sur deux travées, on fait la vérification que pour les pannes sur 2 travées.

Sécurité structurale

$$IPE 220 : b/t = 178/5,9 = 30,2 < 30,9 = 38E \quad \epsilon = 0,814 \text{ pour } S355$$

↳ classe de section 2

↳ Méthode de calcul élastique-plastique

$$\text{Efforts intérieurs : } w_{max} = \frac{q l^4}{185 EI} ; M_{max}^- = -\frac{q l^2}{8} ; M_{max}^+ = 0,07 q l^2 ; V_{max} = 0,625 q l$$

$$M_{y,ed} = 36,5 ; V_{ed} = 310$$

selon TAC M p. 302 ff

Tab 5a SIA 263

Tab 4 SIA 263

Tab 8.5 TAC M

S25 C5 p. 21

| Situation de risque | q | M_{max}^- | M_{max}^+ | V_{max} |
|---------------------|--|----------------------|----------------------|--------------------|
| 1 | $1,35 (0,7 + 0,5 \cdot 3,17) + 1,5 \cdot 1,3 \cdot 1,7$ $7,84 \text{ kN/m}$ | $-38,90 \text{ kNm}$ | $21,78 \text{ kNm}$ | $30,87 \text{ kN}$ |
| 2 | $1,35 (0,7 + 0,5 \cdot 3,17) + 1,5 \cdot 2,95 \cdot 1,7$ $17,11 \text{ kN/m}$ | $-84,84 \text{ kNm}$ | $47,54 \text{ kNm}$ | $67,37 \text{ kN}$ |
| 3 | $0,8 (0,7 + 0,5 \cdot 3,17) + 1,5 \cdot (-0,73) \cdot 1,7$ $-1,64 \text{ kN/m}$ | $8,14 \text{ kNm}$ | $-22,62 \text{ kNm}$ | $-6,46 \text{ kN}$ |

$\Rightarrow OK$

Aptitude au service

neige comme charge variable fréquente

Aptitude au fonctionnement

$$w_{30} = w(\psi_{11} q_k) \leq w_{lim} = \frac{\ell}{350}$$

p. 294 TAC 11

$$q_d = q_a + q_{lin} + \psi_{11} q_r$$

$$= 0,7 + 0,5 \cdot 2,17 + \left(1 - \frac{250}{h_0}\right) q_r \approx 9,30 \text{ kN/m}$$

$$h_0 = 1000 \text{ m}$$

$$w_{max} = \frac{q \ell^4}{185 EI} = \frac{9,30 \cdot 6,3^4 \cdot 0,001 \text{ m/mm} \cdot 1000^4 \left(\frac{\text{mm}}{\text{m}}\right)^4}{185 \cdot 210 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2} \cdot 27,7 \text{ mm}^4 \cdot 10^6} = 13,61 \text{ mm}$$

$$w_{lim} = \frac{\ell}{350} = \frac{6300 \text{ mm}}{350} = 18 \text{ mm} \Rightarrow \text{OK!}$$

Réactions d'appuis

Appui central pour pannes sur 2 travées

$$R_B = 1,25 \cdot q \cdot \ell$$

$$\ell = 6,3 \text{ m}$$

S25 C4 p. 173

Appui central pour panne sur 3 travées

$$R_B = 1,1 \cdot q \cdot \ell$$

| Situation de risque | $R_{B, 2 \text{ travées}}$ | $R_{B, 3 \text{ travées}}$ |
|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| 2 $q = 17,11 \text{ kN/m}$ | 134,75 kN | 118,57 kN |
| 3 $q = -1,64 \text{ kN/m}$ | -12,92 kN | -11,37 kN |

Déversement

En cas de supression du au vent (plus critique que cas normal)
L_{neige}

$$\ell_{cr} = 2,7 \cdot i_2 (1 - 0,5 \psi) \sqrt{E/p_y}$$

$$\psi = \frac{-8,14}{22,62} = \frac{M_{y,Ed}^-}{M_{y,Ed}^+} = -0,3599$$

$$= 2,7 \cdot 24,8 (1 + 0,5 \cdot 0,3599) \sqrt{\frac{210 \cdot 1000}{355}} = 1,922 \text{ m}$$

$$i_{2 \text{ IPE } 220} = 24,8$$

$$\ell_D = 0,8 \cdot 6,3 = 5 \text{ m} > 1,922 \text{ m} = \ell_{cr} \Rightarrow \text{Contrôle du déversement}$$

$$\left(\frac{w_y \cdot M_{y,Ed}}{M_{y,red,Ed}} \right)^B \leq 1,0$$

$$M_{y,Ed}^- = 8,14 \text{ kNm}$$

$$b = 100 \text{ mm}; \quad h - t_f = 210,8 \text{ mm}$$

$$\beta = 0,4 + \frac{b}{h - t_f} = 0,92 < 1 = \beta = 1 \quad (N_{Ed} = 0)$$

formule S2, S1A 263

avec $M_{z,Ed} = 0$

$$w_y = w_z = 1$$

$$M_{y,red,ed} = \chi_D \cdot M_{y,ed}$$

4.5.2 SIA 263

$$\chi_D = \frac{1}{\phi_D + \sqrt{\phi_D^2 - \lambda_D^2}} \leq 1 \quad \bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,D}}} \cdot \sqrt{\frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}}} \quad \sigma_{cr,D} = \sqrt{\sigma_{Dy}^2 + \sigma_{Dz}^2}$$

$$\sigma_{Dy} = \eta \frac{\pi}{\rho_D \cdot W_{el,y}} \sqrt{G \cdot k \cdot E \cdot I_z} = 1.0 \cdot \frac{\pi}{5040 \cdot 252 \cdot 10^3} \sqrt{81'000 \cdot 0,0838 \cdot 210'000 \cdot 2,05 \cdot 10^6}$$

$$= 138,4 \text{ N/mm}^2$$

Annexe B SIA 263

$$\sigma_{Dz} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_k^2} \quad \lambda_k = \frac{\rho_k}{i} \quad i = \sqrt{\frac{I_z/2}{A_w/2 + A_f}} = \sqrt{\frac{2,05 \cdot 10^6 / 2}{1040/2 + 1050}} = 24,77 \text{ mm}$$

$A_f = h_w \cdot t_w = 1050$

$$\rho_k = \frac{e_D}{\sqrt{\eta}} = \rho_D = 5,04 \text{ m} \Rightarrow \lambda_k = 203,47$$

$$\sigma_{Dw} = \frac{\pi^2 \cdot 210'000}{203,5^2} = 50,10 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{cr,D} = \sqrt{138,4^2 + 50,1^2} = 147,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{355 \cdot 285 \cdot 10^3}{147,2 \cdot 252 \cdot 10^3}} = 1,65$$

4.5.2.3 SIA 263

$$\phi_D = 0,5 [1 + \alpha_D (\bar{\lambda}_D - 0,2) \lambda_D^2] = 0,5 [1 + 0,21 (1,65 - 0,2) + 1,65^2] = 2,01$$

$$\alpha_D = 0,21$$

$$\chi_D = \frac{1}{2,01 + \sqrt{2,01^2 - 1,65^2}} = 0,317$$

$$M_{y,red,ed} = 0,317 \cdot 96,5 = 30,56 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow \left(\frac{8,14}{30,56} \right)^4 = 0,267 < 1,0 \Rightarrow \text{OK!}$$

Filières

$$IPE 180 : b/t = 146/5,3 = 27,55 < 30,93 = 38\epsilon$$

$\epsilon = 0,814$ pour
S355

↳ classe de section 2

↳ Méthode élastique-plastique

Hyp: - Moment de torsion repris par panneau de façade (panneau sandwich)
- Deversement empêché si vent en pression, pas empêché si vent en dépression.

Actions

• Poids filières g_a (IPE 180)

$$g_a = 18,2 \cdot 9,81 = 182 \text{ N/m}$$

• Poids panneau de sandwich: g_{Ain}

$$g_{Ain} = 150 \cdot 4 \text{ m} = 600 \text{ N/m}$$

• Vent: pression: $q_{k,pr} = q_{k,w} \cdot 4 \text{ m} = +0,75 \cdot 4 \text{ m} = 3 \text{ kN/m}$

dépression: $q_{k,dep} = q_{k,w} \cdot 4 \text{ m} = -0,4 \cdot 4 \text{ m} = -1,6 \text{ kN/m}$

Situation de risque

Vent prépondérant

$$Ed = \left\{ \underset{\text{vertical}}{g_a (g_a + g_{Ain})} + \underset{\text{horizontal}}{\gamma_w (q_{k,pr}; q_{k,dep})} \right\}$$

Sécurité structurale

Effort intérieurs (poutres sur deux travées) comme pour pannes
axe fort (horizontal):

$$M_{y,Ed}^+ = 0,07 \cdot q_k \cdot l^2 \cdot 1,5$$

$$M_{y,Ed}^+(pr) = 0,07 \cdot 3 \cdot 6,3^2 \cdot 1,5 = 12,5 \text{ kNm} \quad M_{y,Ed}^+(dep) = 0,07 \cdot 1,6 \cdot 6,3^2 \cdot 1,5 = -6,7 \text{ kNm}$$

Tab 8,5 TAC M

$$M_{y,Ed}^- = \frac{-q_k l^2}{8} \cdot 1,5$$

$$M_{y,Ed}^-(pr) = \frac{-3 \cdot 6,3^2 \cdot 1,5}{8} = -22,3 \text{ kNm} \quad M_{y,Ed}^-(dep) = \frac{1,6 \cdot 6,3^2 \cdot 1,5}{8} = 11,9 \text{ kNm}$$

axe faible (vertical)

$$M_{z,Ed}^+ = 0,07 \cdot (g_a + g_{Ain}) \cdot l^2 \cdot 1,35 = 2,95 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed}^- = \frac{-(g_a + g_{Ain}) \cdot l^2}{8} \cdot 1,35 = -5,26 \text{ kNm}$$

vent en pression

$$R_{B,axe fort} = 1,25 \cdot q \cdot l \cdot 1,5 = 35,44 \text{ kN}$$

vent en dépression

$$R_{B,axe fort} = -18,9 \text{ kN}$$

$$R_{B,axe faible} = \quad \quad \cdot 1,35 = 8,35 \text{ kN}$$

Pression du vent Dérèglement empêché

$$\left(\frac{M_{y,Ed} (q_{k,pr})}{M_{y,V,Ed}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,V,Ed}} \right)^2 \leq 1,0$$

$$\beta = 1,1 \quad (N_{Ed} = 0)$$

$$M_{y,V,Ed} = 56,3 \text{ kNm}$$

$$M_{z,V,Ed} = 11,7 \text{ kNm}$$

$$\left(\frac{-22,3}{56,3} \right)^2 + \left(\frac{-5,26}{11,7} \right)^2 = 0,157 + 0,415 = 0,572 < 1 \Rightarrow \text{OK!}$$

formule 49 SIA 263

S25 CS p. 24

Dépression du vent Dérèglement par empêché

$$l_{cr} = 2,7 \cdot i_z (1 - 0,5 \psi) \sqrt{E / \rho_y}$$

$$\psi = \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Ed}} = \frac{-6,7}{+11,9} = -0,563$$

$$l_{cr} = 2,7 \cdot 20,5 \cdot (1 + 0,5 \cdot 0,563) \cdot \sqrt{\frac{210000}{355}} = 1,725 \text{ m}$$

$$l_D = 0,8 \cdot 6,3 \text{ m} = 5 > 1,725 = l_{cr}$$

\Rightarrow Contrôle du dérèglement

$$\left(\frac{w_y \cdot M_{y,Ed}}{M_{y,red,Ed}} \right)^2 + \left(\frac{w_z \cdot M_{z,Ed}}{M_{z,red,Ed}} \right)^2 \leq 1,0$$

$$M_{y,Ed} = -6,7 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = 2,95 \text{ kNm}$$

$$b = 91 \text{ mm} ; h - t_f = 172 \text{ mm}$$

$$\beta (N_{Ed} = 0) = 0,4 + \frac{b}{h - t_f} = 0,93 < 1 \Rightarrow \beta = 1,0$$

$$w_y = w_z = 1,0$$

$$M_{z,red,Ed} = M_{z,Ed} = 11,7 \text{ kNm} \quad (N_{Ed} = 0)$$

$$M_{y,red,Ed} = \chi_D \cdot M_{y,Ed} = \quad (N_{Ed} = 0)$$

$$\chi_D = \frac{1}{\phi_D + \sqrt{\phi_D^2 - \lambda_D^2}} \leq 1,0$$

$$\lambda_D = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,D}}} \cdot \sqrt{\frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}}}$$

$$\sigma_{cr,D} = \sqrt{\sigma_{Dy}^2 + \sigma_{Dw}^2}$$

$$\sigma_{Dy} = \eta \frac{\pi}{l_D \cdot W_{el,y}} \sqrt{G K E I_z} = 1,0 \cdot \frac{\pi}{5040 \cdot 146 \cdot 10^3} \cdot \sqrt{81000 \cdot 0,00472 \cdot 210000 \cdot 1,01}$$

$$= 121,58 \text{ N/mm}^2$$

formule 52 SIA 263

4.5.2 SIA 263

Annexe B SIA 263

$$\sigma_{Dv} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{lc}^2}$$

$$\lambda_{lc} = \frac{e_{lc}}{i}$$

$$A_f = h_a \cdot t_w = 774$$

$$i = \sqrt{\frac{I_z/2}{A_{w/2} + A_f}} = \sqrt{\frac{1,01 \cdot 10^6/2}{912/2 + 774}} = 20,65 \text{ mm}$$

$$e_k = e_D / \sqrt{\eta} = e_D = 5,04 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_k = 244$$

$$\sigma_{Dv} = \frac{\pi^2 \cdot 210000}{244^2} = 34,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{cr,D} = \sqrt{121,58^2 + 34,8^2} = 126,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{E_y \cdot W_{pl,y}}{\sigma_{cr,D} \cdot W_{el,y}}} = \sqrt{\frac{355 \cdot 166 \cdot 10^3}{126,5 \cdot 146 \cdot 10^3}} = 1,79$$

$$\phi_D = 0,5 [1 + \alpha_D (\bar{\lambda}_D - 0,2) \lambda_D^2] = 0,5 [1 + 0,21 (1,79 - 0,2) + 1,79^2] = 2,27$$

$$\chi_D = \frac{1}{2,27 + \sqrt{2,27^2 - 1,79^2}} = 0,273$$

$$M_{y,red,Ed} = 0,273 \cdot 56,3 = 15,36 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow \frac{6,7}{15,36} + \frac{2,95}{11,7} = 0,69 < 1,0 \Rightarrow \text{OK!}$$

$$4,5,2,3 \text{ SIA } 263$$

$$\alpha_D = 0,21$$

Aptitude au service

Flèche axe faible (verticale)

$$w = \frac{1}{185} (g_0 + g_{Ain}) \frac{e^4}{E I_z} = \frac{1}{185} (0,125 + 0,6) \frac{6,34^4}{210000 \cdot 1,01 \cdot 10^6} = 31,5 \text{ mm}$$

Flèche axe fort (horizontale)

$$w = \frac{1}{185} g_{k,pr} \cdot \frac{e^4}{E I_y} = \frac{1}{185} 3 \cdot \frac{6300^4}{210000 \cdot 11,2 \cdot 10^6} = 9,2 \text{ mm}$$

Flèche à l'axe faible empêché par les panneaux de l'acrotère.

Aptitude au fonctionnement (vent)

$$w = 0,5 \cdot 9,2 \text{ mm} = 4,6 \text{ mm} < 18 \text{ mm} = \frac{e}{350} \Rightarrow \text{OK!}$$

Filières pignon

Méthode EP

Actions

Poids Filières g_a (IPE240) = $30,7 \text{ kg/m} \cdot 9,81 = 301 \text{ N/m}$

Poids panneau sandwich : $g_{\text{fin}} = 150 \cdot 4 \text{ m} = 600 \text{ N/m}$

Vent : pression : $q_{k,pr} = +0,81 \cdot 4 \text{ m} = 3,24 \text{ kN/m}$

dépression : $q_{k,dep} = -0,51 \cdot 4 \text{ m} = -2,04 \text{ kN/m}$

Situation de risque

Vent prépondérant

$$E_d = \gamma_a (g_a + g_{\text{fin}}) \cdot \gamma_q (q_{k,pr}; q_{k,dep})$$

Sécurité structurale

Effort intérieurs (Poutres sur 2 travées)

• axe fort (horizontal)

$$M_{y,ed}^+ = 0,07 \cdot q_k \cdot \ell^2 \cdot 1,5$$

$$= 0,07 \cdot 3,24 \cdot 9^2 \cdot 1,5 = 27,6 \text{ kNm}$$

$$M_{y,ed}^+ (\text{dép}) = 0,07 \cdot (-2,04) \cdot 9^2 \cdot 1,5 = -17,4 \text{ kNm}$$

Tab 2,5 TAC 11

$$M_{y,ed}^- = -1,5 \cdot \frac{q \ell^2}{8} = -1,5 \cdot \frac{3,24 \cdot 9^2}{8} = -49,2 \text{ kNm}$$

$$M_{y,ed}^+ (\text{dép}) = -1,5 \cdot \frac{-2,04 \cdot 9^2}{8} = 31,0 \text{ kNm}$$

• axe faible (vertical)

$$M_{z,ed}^+ = 0,07 (g_a + g_{\text{fin}}) \cdot \ell^2 \cdot 1,35 = 6,9 \text{ kNm}$$

$$M_{z,ed}^- = - \frac{(g_a + g_{\text{fin}}) \ell^2}{8} \cdot 1,35 = -12,3 \text{ kNm}$$

$R_{R, \text{axe fort}} = \frac{\text{vent en pression}}{1,25 \cdot q \cdot \ell \cdot 1,5} = 54,7 \text{ kV}$

$R_{R, \text{axe fort}} = \frac{\text{vent en dépression}}{-34,4 \text{ kV}}$

$R_{R, \text{axe faible}} = 1,25 \cdot (g_a + g_{\text{fin}}) \cdot \ell \cdot 1,35 = 13,7 \text{ kV}$

Vent en pression

$$\left(\frac{M_{y,ed} (q_{k,pr})}{M_{y,N,ed}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,ed}}{M_{z,N,ed}} \right)^2 \leq 1,0$$

$\beta = 1,1 \quad (V_{ed} = 0)$

$M_{y,N,ed} = 124,0 \text{ kNm}$

$M_{z,N,ed} = 25 \text{ kNm}$

$$\left(\frac{+49,2}{124} \right)^2 + \left(\frac{+12,3}{25} \right)^2 = 0,67 < 1 \rightarrow \underline{\underline{OK}} \rightarrow \underline{\underline{IPE240}}$$

formule 49 SIA 263

SIS CS p 24

Vent en succion

$$e_{cr} = 2,7 \cdot i_z (1 - 0,5 \cdot \psi) \sqrt{\frac{E}{\rho_y}}$$

$$\psi = \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,red}} = \frac{-17,4}{31,0} = -0,561$$

$$e_{cr} = 2,7 \cdot 26,9 \cdot (1 + 0,5 \cdot 0,561) \sqrt{\frac{210000}{115}} = 2,26 \text{ m}$$

$$e_D = 0,8 \cdot 9 \text{ m} = 7,2 \text{ m} > e_{cr} \Rightarrow \text{Contrôle au déversement}$$

$$\left(\frac{w_y \cdot M_{y,Ed}}{M_{y,red,Ed}} \right)^2 + \left(\frac{w_z \cdot M_{z,Ed}}{M_{z,red,Ed}} \right)^2 \leq 1,0$$

$$M_{y,Ed} = -17,4 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = 6,9 \text{ kNm}$$

Formule 52, SIA 263

$$b = 120 \text{ mm} ; h - t_f = 230,2 \text{ mm}$$

$$\beta (V_{ed} = 0) = 0,4 + \frac{b}{h - t_f} = 0,92 \Rightarrow \beta = 1,0$$

$$w_y = w_z = 1,0$$

$$M_{z,red,Ed} = M_{z,Ed} = 25 \text{ kNm} \quad (V_{ed} = 0)$$

$$M_{y,red,Ed} = \chi_D \cdot M_{y,Ed} \quad (N_{ed} = 0)$$

4.1.2 SIA 263

$$\sigma_{Dv} = 1,0 \cdot \frac{\pi}{7200 \cdot 324 \cdot 10^2} \cdot \sqrt{81000 \cdot 0,128 \cdot 10^6 \cdot 210000 \cdot 2,84 \cdot 10^6} = 10,5 \text{ N/mm}^2$$

Annexe II SIA 263

$$i = \sqrt{\frac{2,84 \cdot 10^6}{\frac{1130}{2} + 1178}} = 38,73$$

$$A_f = h \cdot t_w = 1178 \text{ mm}^2$$

$$e_{cr} = e_D = 7,2 \text{ m} \Rightarrow \lambda_k = \frac{e_k}{i} = 185,9$$

$$\sigma_{Dw} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_k^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000}{185,9^2} = 59,98 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{cr,D} = \sqrt{10,5^2 + 59,98^2} = 120,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda_D^2 = \frac{I_y \cdot w_{pl,y}}{\sigma_{cr,D} \cdot w_{el,y}} = \frac{355 \cdot 367 \cdot 10^3}{120,9 \cdot 324 \cdot 10^2} = 1,82$$

$$\phi_D = -0,5 [1 + \alpha_D (\lambda_D - 0,2) \lambda_D^2] = -0,5 [1 + 0,21 (1,82 - 0,2) + 1,82^2] = -2,33$$

$$\chi_D = \frac{1}{2,33 + \sqrt{2,33^2 - 1,82^2}} = 0,214$$

$$M_{y,red,Ed} = 0,214 \cdot 124 = 26,74 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow \frac{17,4}{26,74} + \frac{6,9}{25} = 0,8 < 1,0 \Rightarrow \text{OK}$$

4.1.2.1 SIA 263

$$\lambda_D \alpha_D = 0,21$$

Aptitude au service

flèche axe faible empêché par panneaux de façade
axe fort

$$w = \frac{1}{185} q_{k,pr} \cdot \frac{e^4}{E I_y} = \frac{1}{185} \cdot 3,24 \cdot \frac{9000^4}{210000 \cdot 389 \cdot 10^6} = 14 \text{ mm}$$

Aptitude au fonctionnement

$$w = 0,5 \cdot 14 \text{ mm} = 7 \text{ mm} < 25 \text{ mm} = \frac{e}{250} \Rightarrow \text{OK}$$

$\hookrightarrow q_{k,pr}$

Treillis (Méthode EE)

Efforts intérieurs

Situations de risque

- 1 Neige
- 2 vent
- 3 Neige et vent

Une enveloppe a été calculé sur Statik 6 selon l'annexe "Dimensionnement du treillis"

Il n'y a pas de soulèvement du treillis car force de soulèvement qui vient des pannes est plus petite que poids propre du treillis.

↳ Pas de changement de signe des efforts intérieurs.

Membrane sup.

Effort normal seulement (compression)

$$N_{max} = -2'500 \text{ kN}$$

$$l_k = 1,0 \cdot l = 3,17 \approx 3,2 \text{ m} \quad \text{Plombage hors plan}$$

$$N_{k,HEA240} = 1885 \text{ kN} \Rightarrow \underline{\underline{HEB260}} \quad N_{t,HEB260} = 3'057 \text{ kN}$$

TGC 10, tab 5.32

SZS c4, p. 38/42

Membrane inf

Effort normal seulement (traction)

$$N_{max} = 2'420 \text{ kN}$$

$$N_{rd,HEA260} = 2'935 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!} \quad \underline{\underline{HEA260}}$$

Diagonale

Traction seulement

$$N_{max} = 1'071 \text{ kN}$$

$$N_{rd,2 \times \text{UNP200}} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_m} = \frac{2 \cdot 2800 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 1'890 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$$

2 x UNP180

Montant

Compression seulement

$$N_{max} = -755 \text{ kN}$$

$$l_k = 1,0 \cdot l = 2,95 \Rightarrow 3 \text{ m} \quad \text{Plombage hors plan}$$

$$N_{k,2 \times \text{UNP260}} = 496 \cdot 2 = 992 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$$

2 x UNP260

$$l = 3,17 - \frac{h_{HEA260}}{2} - \frac{h_{HEB260}}{2} = 2,95$$

Poteau du cadre

HCA260 → Méthode EC

$$V_{max} = -915 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = 2'935 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 160,5 \text{ kNm}$$

$$M_{ed,y} = 297 \text{ kNm}$$

$$\frac{V_{ed}}{N_{k,ed}} + \frac{1}{1 - \frac{V_{ed}}{N_{cr}}} \cdot \frac{w \cdot M_{ed}}{M_{ed}} \leq 1$$

$$w = 1$$

$$N_{k,ed,12m} = 1'086 \text{ kN}$$

4.5.3.1 SIA 263

4.5.3.2

$$\frac{915}{1086} + \frac{1}{1 - \frac{915}{1386}} \cdot \frac{160,5}{297} = 2,4 > 1$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_k^2} =$$

$$= \frac{\pi^2 \cdot 210'000 \cdot 104,1 \cdot 10^6}{12'000^2} = 1'386 \text{ kN}$$

⇒ HEB300

$$M_{y,ed} = 631,8 \text{ kNm}$$

$$w = 1$$

$$N_{k,ed,12m} = 2'388 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 210'000 \cdot 251,7 \cdot 10^6}{12'000^2} = 3622,8 \text{ kN}$$

$$\frac{915}{2388} + \frac{1}{1 - \frac{915}{3623}} \cdot \frac{160,5}{631,8} = 0,72 < 1 \Rightarrow \text{OK}$$

⇒ HEB300

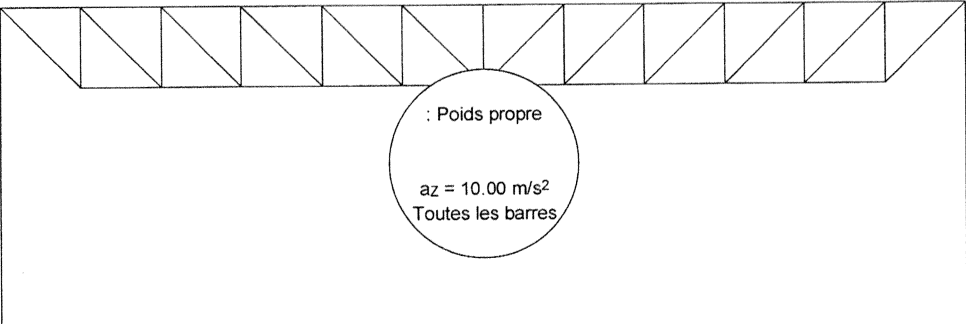
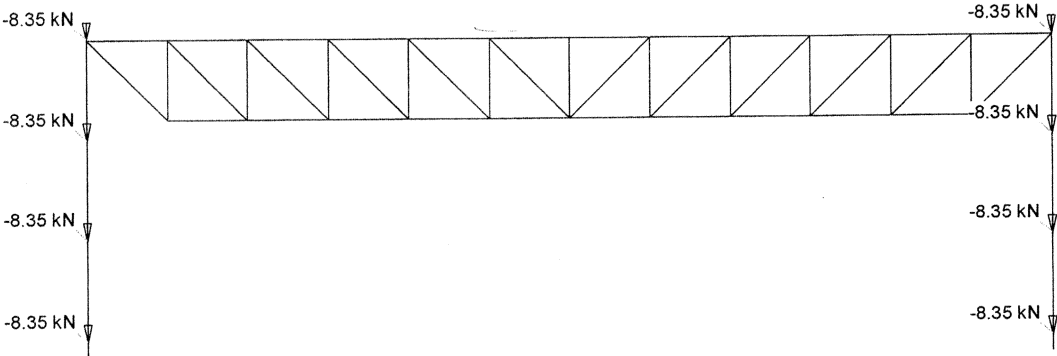
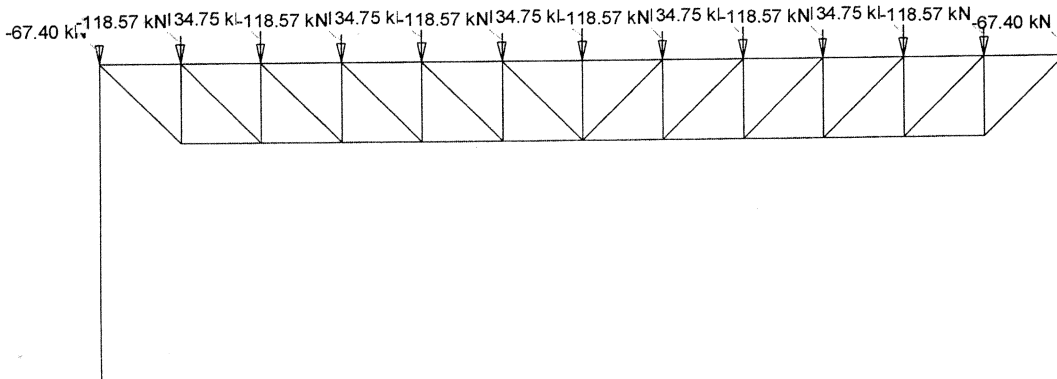
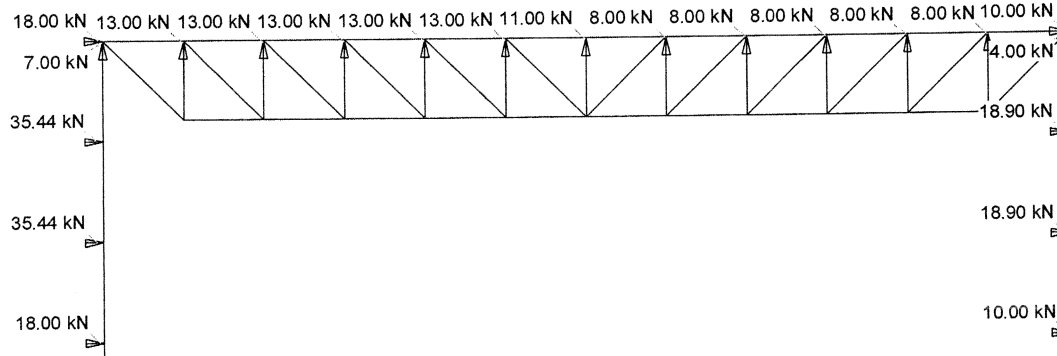
Aptitude au service

Treillis

$$w_{max} = 134,7 \text{ mm} > w_{limite} = \frac{l}{350} = 108 \text{ mm}$$

⇒ contreflèche de 20cm dans le treillis

↳ écoulement d'eau

| | |
|--|-------------------------|
| Projet de construction - Halle de tennis Dimensionnement du treillis | Page 1 |
| EPFL-ENAC-IT2, 1015 Lausanne | 10.05.13, 16:22 |
| Ralph Burgener | Statik-6 - Version 1.06 |
| <div data-bbox="165 241 405 273" data-label="Text"> <p>Chargement: Poids propre</p> </div> <div data-bbox="1315 232 1474 264" data-label="Text"> <p>Échelle 1 :300.0</p> </div>  <div data-bbox="165 658 453 689" data-label="Text"> <p>Chargement [kN]: poids-filières</p> </div> <div data-bbox="1315 649 1474 680" data-label="Text"> <p>Échelle 1 :300.0</p> </div>  <div data-bbox="165 1106 389 1137" data-label="Text"> <p>Chargement [kN]: Neige</p> </div> <div data-bbox="1315 1097 1474 1128" data-label="Text"> <p>Échelle 1 :300.0</p> </div>  <div data-bbox="165 1576 389 1608" data-label="Text"> <p>Chargement [kN]: Vent</p> </div> <div data-bbox="1315 1568 1474 1599" data-label="Text"> <p>Échelle 1 :300.0</p> </div>  | Nr.: |

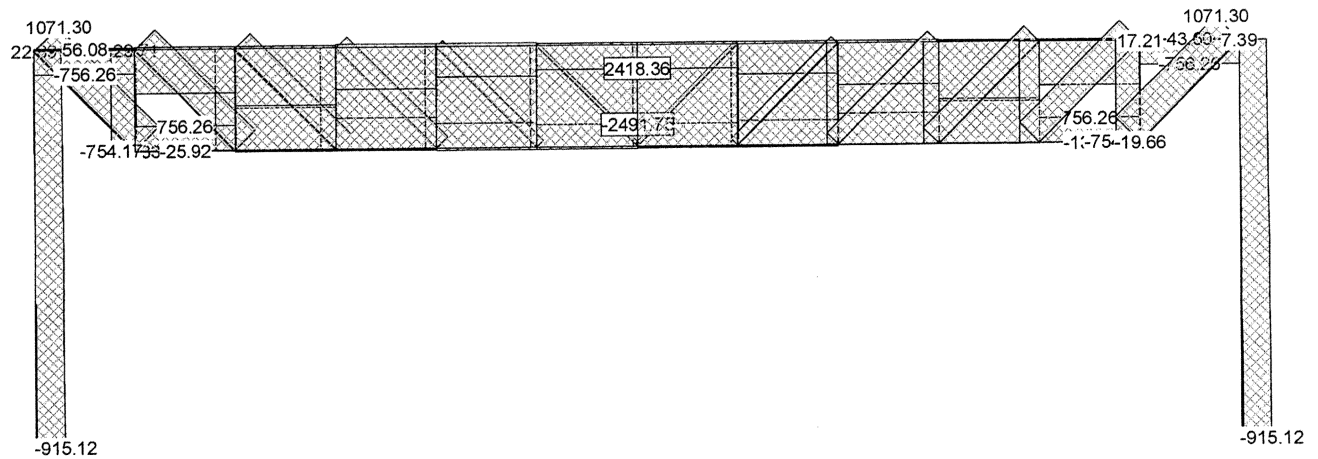
Spécifications d'enveloppes: ELU-type2**Combinaisons d'actions**

| No | Action Nom | Fac | Combinaisons d'actions | | | |
|----|-------------------------|-----|------------------------|-----|------|--|
| | | | 1 | 2 | 3 | |
| 1 | Poids propre | 1 | 1.35 | 0.8 | 1.35 | } Poids d'illuminaires } Poids panne et toiture } vent } facteur de sécurité } combi |
| 2 | Surcharges | 1 | 1 | 1 | 1 | |
| 3 | Neige altitude 1000 [m] | 1 | 1 | 1 | 1 | |
| 4 | Vent | 1 | | 1 | 1 | |

Fac : Toutes les valeurs de combinaison sont multipliées avec ce facteur

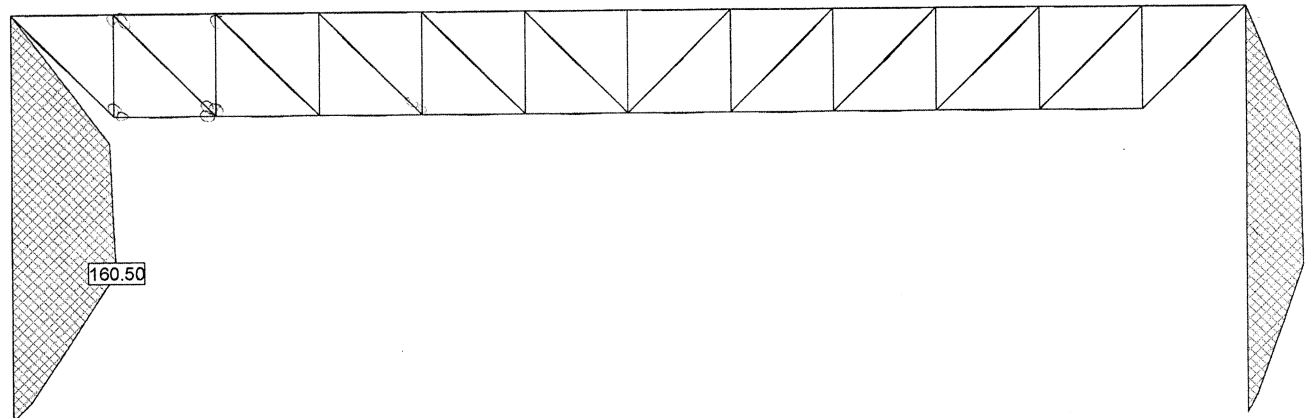
Enveloppes des efforts int. N [kN] pour: ELU-type2

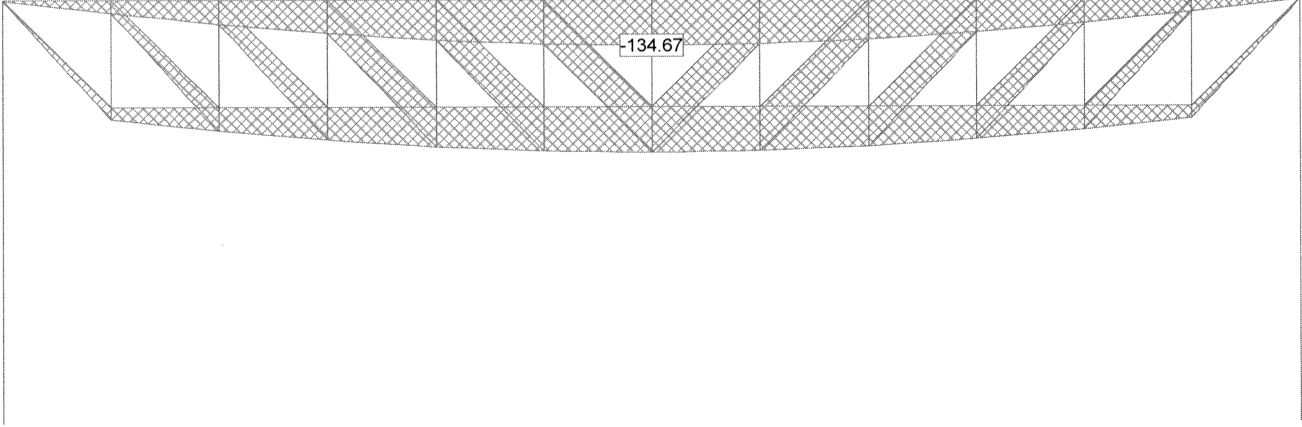
Échelle 1:239.4



Enveloppes des efforts int. My [kNm] pour: ELU-type2

Échelle 1:233.8



| | | |
|---|--|-------------------------|
| Projet de construction - Halle de tennis Dimensionnement du treillis | | Page 3 |
| | | 21.05.13, 14:01 |
| EPFL-ENAC-IT2, 1015 Lausanne | | Statik-6 - Version 1.06 |
| <p>Enveloppes des déplacements DZ [mm] pour: ELU-type2</p> <p>Échelle 1 :223.8</p>  | | |
| | | Nr.: |

Contreventement

toiture

$$N_{\max}^- = -408 \text{ kN}$$

$$N_{\max}^+ = 380 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow N = 410 \text{ kN} + 5\% \text{ de l'effort normal dans le poteau} = 456 \text{ kN}$$

$\hookrightarrow 0,05 \cdot 915$

$$N_{Rd, UNP180} = \frac{2800 \cdot 355}{1,08} = 946 \text{ kN} > 456 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK} \quad \Rightarrow \underline{\underline{UNP180}}$$

• Force introduit dans treillis de traverse (membrane sup) :

$$N_{\max}^- = -462 \text{ kN} \Rightarrow N_{\text{tot}} = -2'500 - 462 = -2'962 \text{ kN}$$

$$N_{\max}^+ = 394 \text{ kN} \Rightarrow N_{\text{tot}} = -2'500 + 394 = -2'103 \text{ kN} \checkmark$$

$$N_{k, HE1260} = 3'057 \text{ kN} \Rightarrow \underline{\underline{\text{OK}}}$$

• Force introduit dans pannes

$$N_{\max}^- = -421 \text{ kN}$$

$\hookrightarrow \text{max vent}$

$$N_{\max}^+ = 409 \text{ kN}$$

$$M_{\max}^- = 50,4$$

$$\hookrightarrow \text{neige concomitant}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 210'000 \cdot 27,7 \cdot 10^6}{6200^2} = 1446 \text{ kN}$$

$$M_{y, Rd} = 96,5 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = 1'128 \text{ kN}$$

$$N_{k, Rd, HE220} = 803 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{k, Rd}} + \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{y, Rd}} = \frac{421}{803} + \frac{1}{1 - \frac{421}{1446}} \cdot \frac{50,4}{96,5} = 1,26$$

SIA 263 4.5.3.1

$$\Rightarrow \text{HEB220}$$

\hookrightarrow raisons constructives

$$\frac{421}{2030} + \frac{1}{1 - \frac{421}{4224}} \cdot \frac{50,4}{96,5} = 0,78 < 1 \Rightarrow \text{OK}$$

$$N_{k, Rd, HEB220} = 2030 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 210'000 \cdot 21,3 \cdot 10^6}{6200^2} = 4224 \text{ kN}$$

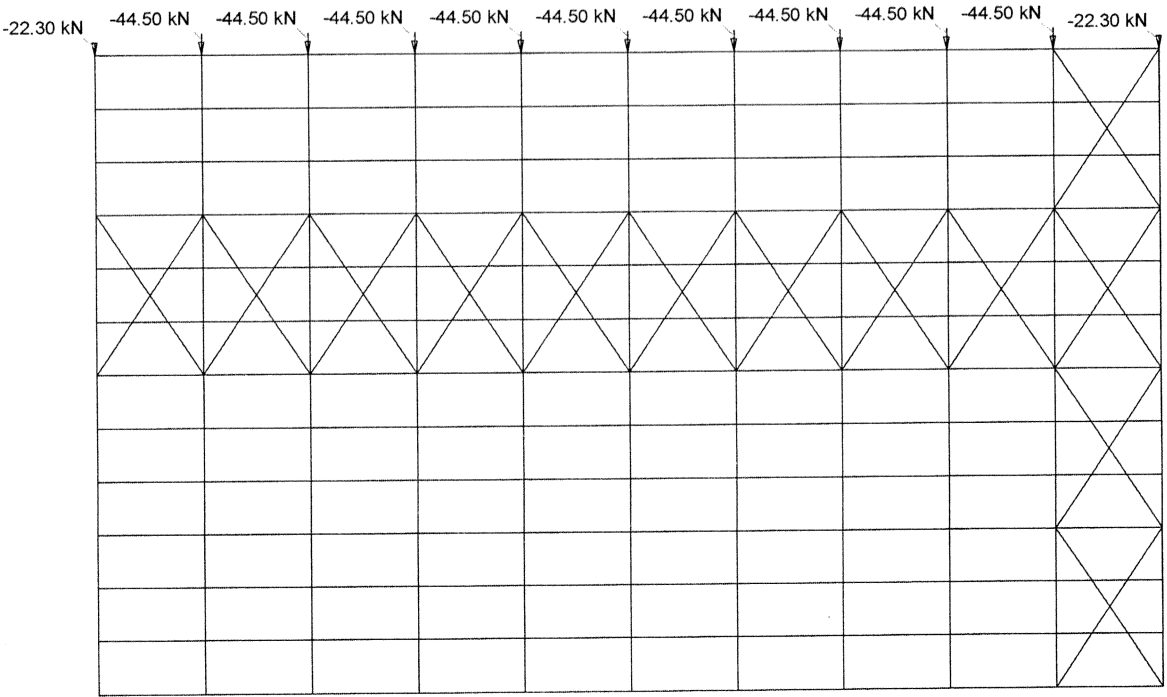
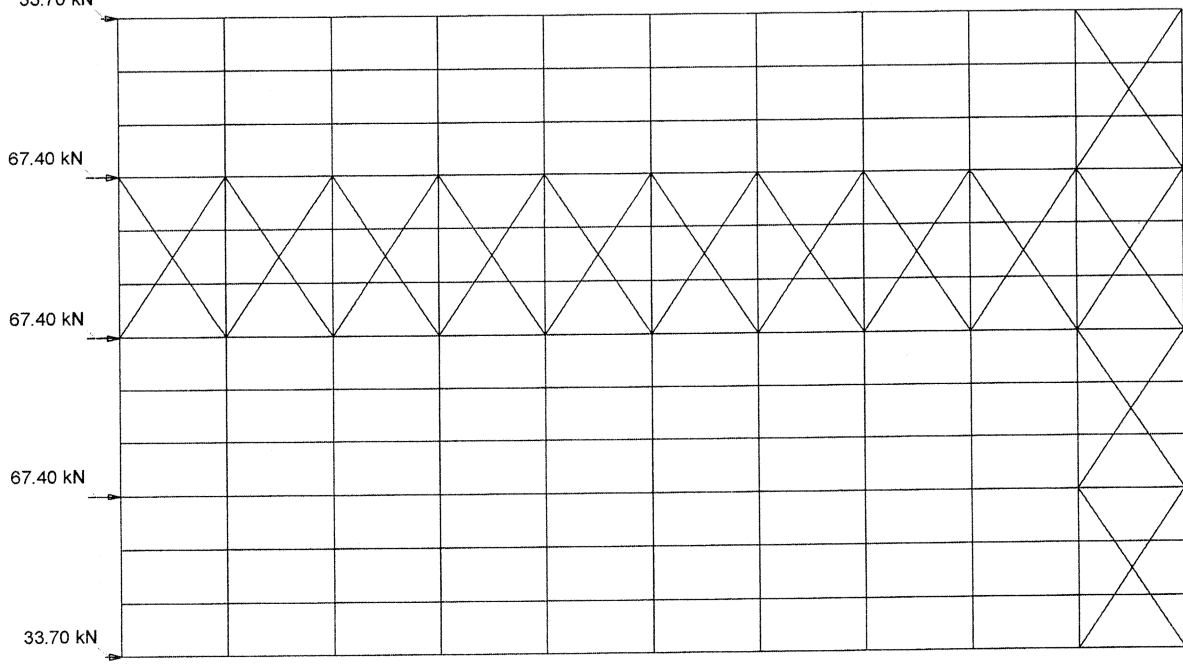
$$\Rightarrow \underline{\underline{\text{HEB220}}}$$

Aptitude au service

$$\text{Déplacement max: } D_z = 287 \text{ mm} \hat{=} D_{\max} \text{ horizontal du cadre}$$

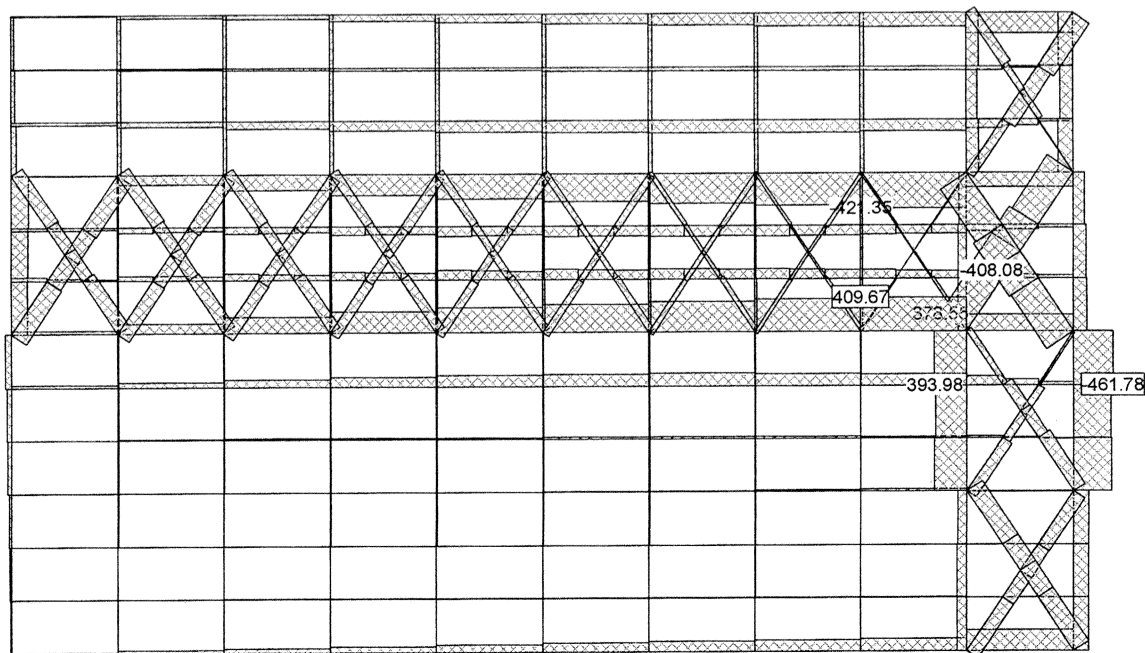
$$w_{\max} = \frac{H}{300} = \frac{12'000}{300} = 40 \text{ mm} \quad \text{KO!}$$

\Rightarrow Il faudra renforcer le CV pour réduire D_z

| | | |
|---|--|-------------------------|
| Projet de construction - Halle de tennis | | Page 1 |
| Dimensionnement du contreventement | | 16.05.13, 07:20 |
| EPFL-ENAC-IT2, 1015 Lausanne | | Statik-6 - Version 1.06 |
| Ralph Burgener | | |
| <p>Chargement [kN]: vent lateral Échelle 1 :450.0</p>  | | |
| <p>Chargement [kN]: vent en face Échelle 1 :450.0</p>  | | |
| | | Nr.: |

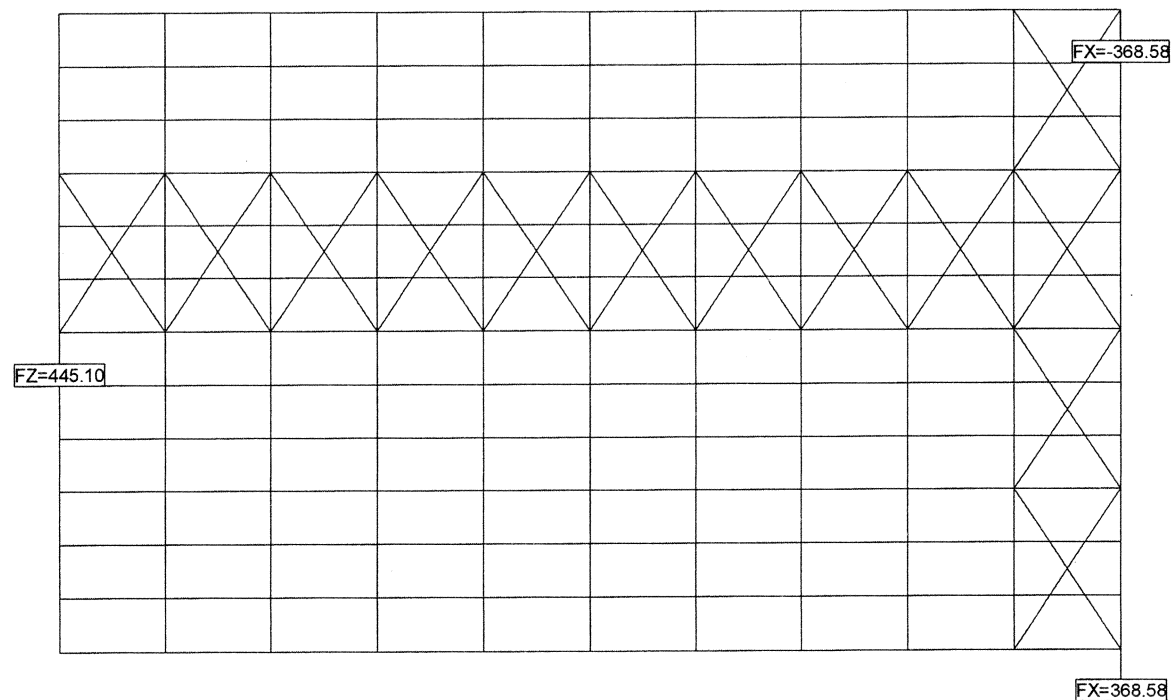
Efforts normaux N [kN] vent latéral

Échelle 1 : 450.0



Réactions [kN]/[kNm] pour: Ch1, Somme FX: 0.00, Somme FZ: 445.10

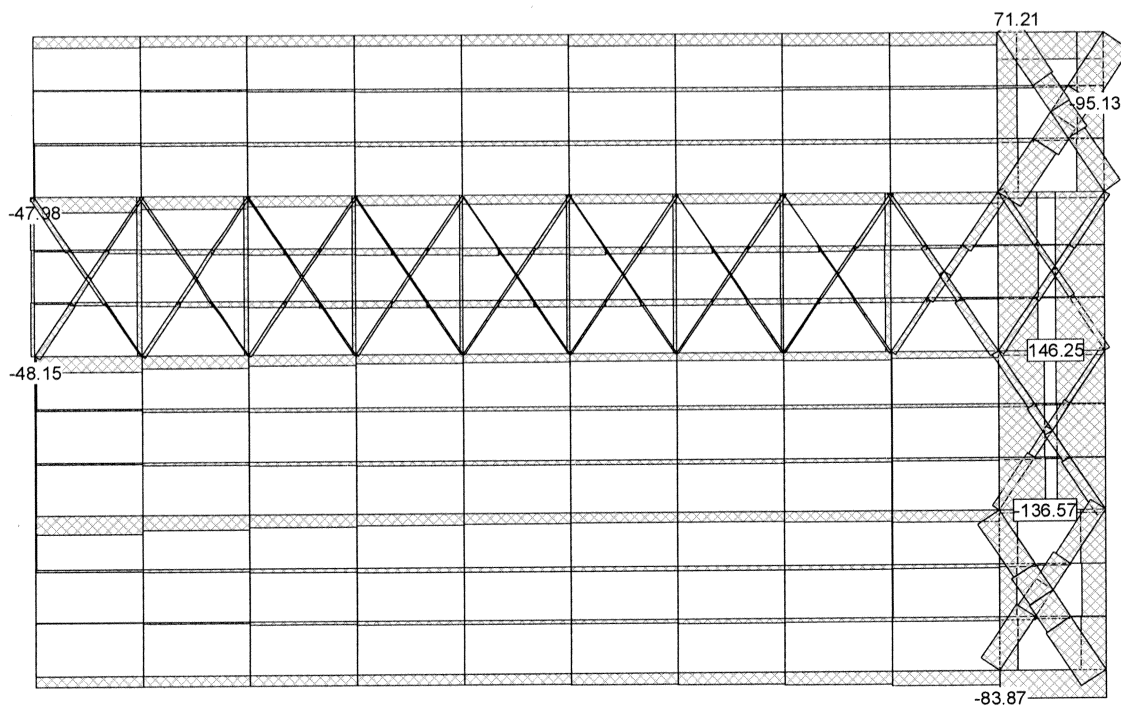
Échelle 1 : 450.0



| | |
|--|-------------------------|
| Projet de construction - Halle de tennis Dimensionnement du contreventement | Page 3 |
| | 16.05.13, 07:20 |
| EPFL-ENAC-IT2, 1015 Lausanne | Ralph Burgener |
| | Statik-6 - Version 1.06 |

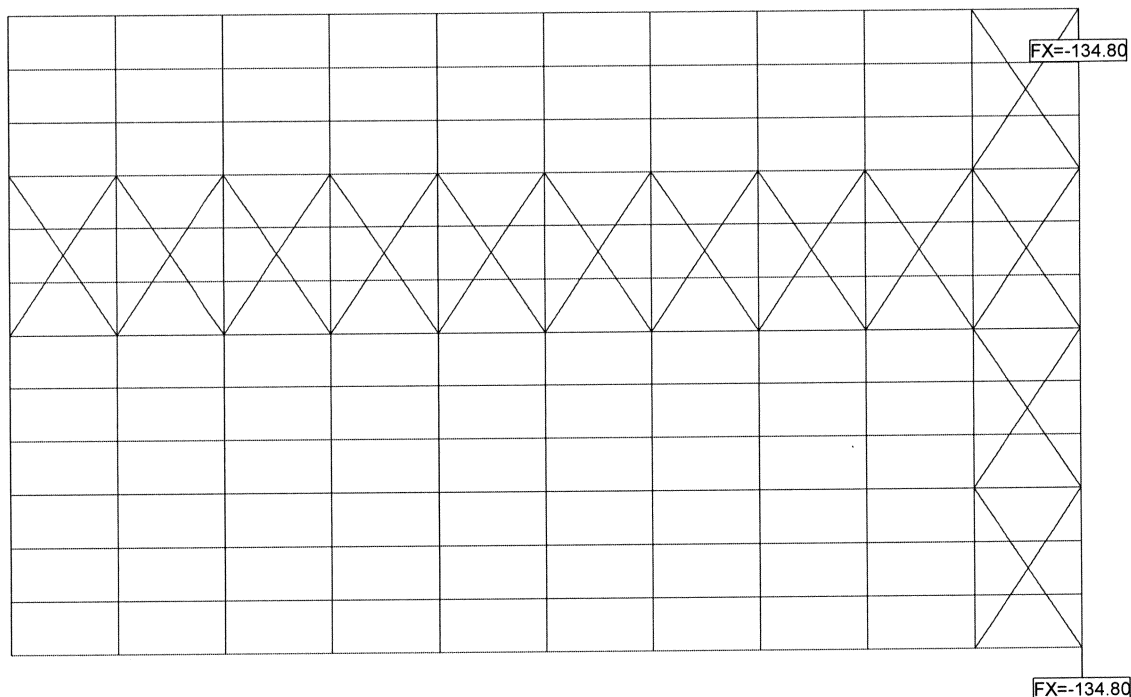
Efforts normaux N [kN] vent en face

Échelle 1 :450.0



Réactions [kN]/[kNm] pour: Ch2, Somme FX: -269.60, Somme FZ: 0.00

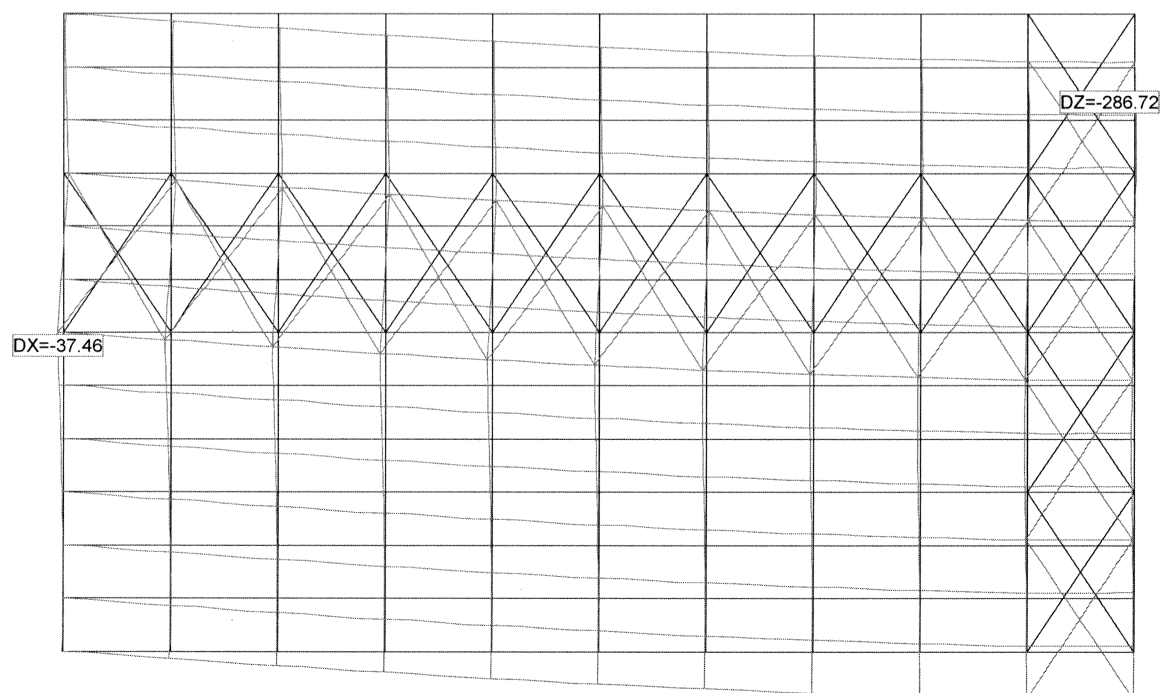
Échelle 1 :450.0



Nr.:

DÉPLACEMENTS pour: vent latéral

Échelle 1 :450.0



Nr.:

long pan

$$N_{\max}^+ = 371 \text{ kN}$$

$$N_{\max}^- = -407 \text{ kN}$$

$$N = 407 \text{ kN} + 0,05 (915 \text{ kN} + 440 \text{ kN}) = 475 \text{ kN}$$

$$N_{\text{red, UNP180}} = \frac{2800 \cdot 225}{1,05} = 947 \text{ kN} \rightarrow \text{OK} \quad \underline{\text{UNP180}}$$

• Force introduit dans poteau du cadre

$$N_{\max} = -431 \text{ kN}$$

$$N_{\text{ed}} = -431 \text{ kN} - 915 \text{ kN} = -1350 \text{ kN}$$

$$M_{\text{ed}} = 160,5 \text{ kNm} \quad M_{\text{ed,y}} = 631,8 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{cr,red,rem}} = 2'388 \text{ kN}$$

$$N_{\text{cr}} = 3622,8 \text{ kN} = \frac{\pi^2 EI_y}{e_k^2}$$

$$\frac{1350}{2388} + \frac{1}{1 - \frac{1350}{3623}} \cdot \frac{160,5}{631,8} = 0,97 < 1 \Rightarrow \text{OK}$$

$\Rightarrow \underline{\text{HER300}}$

p.27

pignon

Le treillis reste le même $\rightarrow \text{OK!}$

$$N = -330 \text{ kN}$$

$$N_{\text{red, UNP180}} = 947 \text{ kN} \rightarrow \text{OK} \rightarrow \underline{\text{UNP180}}$$

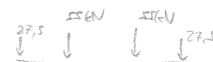
• Poteaux du pignon (HEA 320)

$$N_{\max, \text{ed}} = -555 \text{ kN} \quad M_{\text{ed}} = 247,5 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{cr,red,rem}} = 2'117 \text{ kN} \quad M_{y, \text{ed}} = 550,4 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{cr}} = \frac{\pi^2 EI_y}{e_k^2} = 3'300 \text{ kN}$$

$$\frac{555}{2117} + \frac{1}{1 - \frac{555}{3300}} \cdot \frac{247,5}{550,4} = 0,81 < 1 \Rightarrow \text{OK} \Rightarrow \underline{\text{HEA 320}}$$

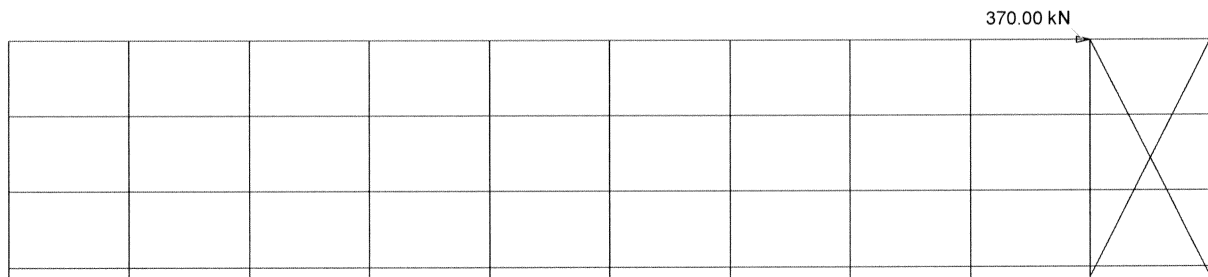


$$\Rightarrow M = 247,5 \text{ kNm}$$

525 C4 p.170/13

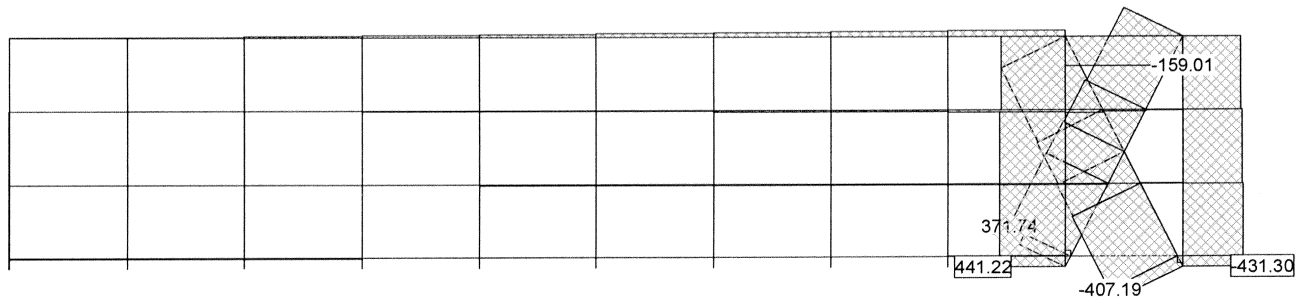
Chargement Ch1: vent latéral

Échelle 1 : 400.0



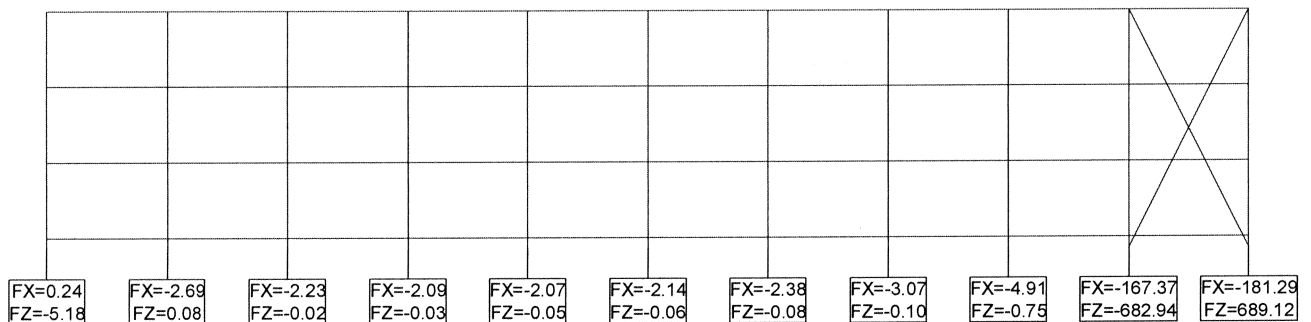
Efforts normaux N [kN] vent latéral

Échelle 1 : 410.0



Réactions [kN] vent latéral

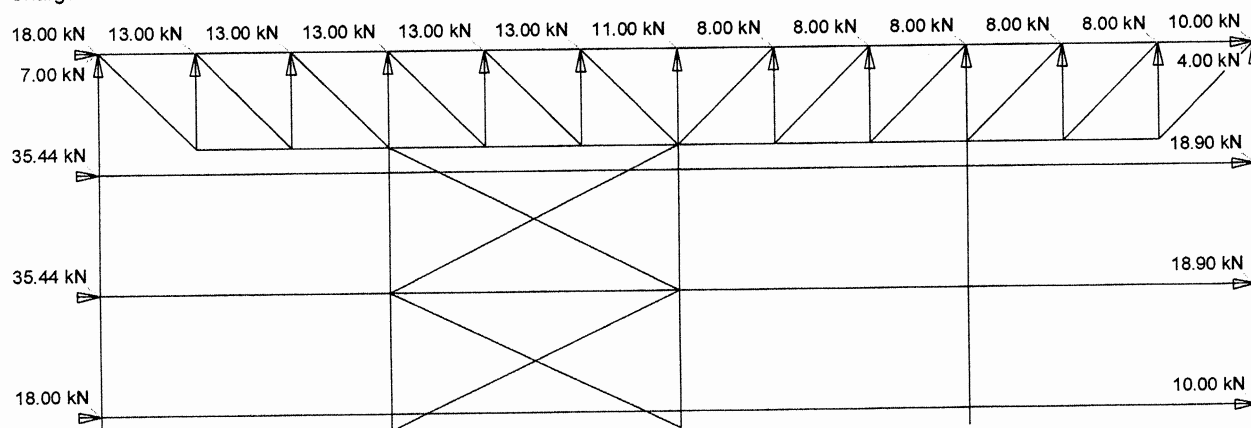
Échelle 1 : 400.0



| | |
|---|-------------------------|
| Projet de construction - Halle de tennis Dimensionnement du contreventement - pignon | Page 1 |
| | 16.05.13, 08:03 |
| EPFL-ENAC-IT2, 1015 Lausanne | Ralph Burgener |
| | Statik-6 - Version 1.06 |

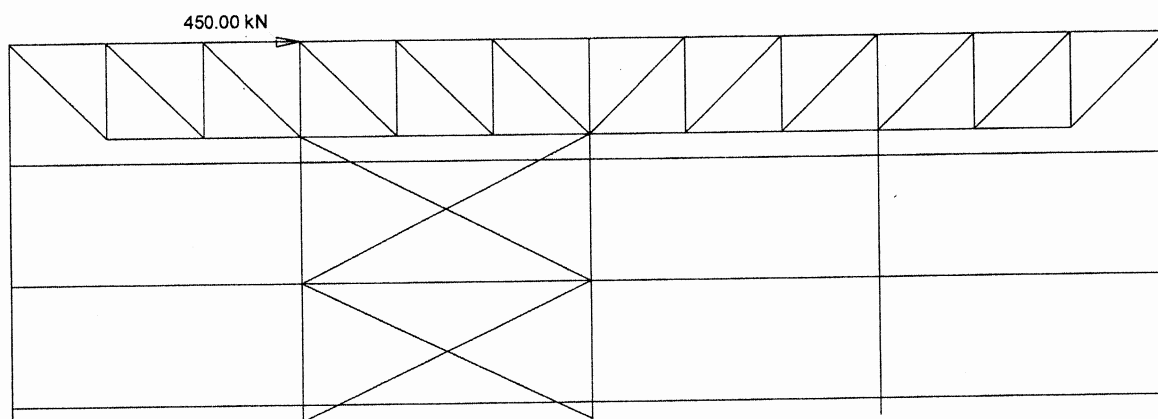
Chargement Ch2: vent

Échelle 1 :250.0



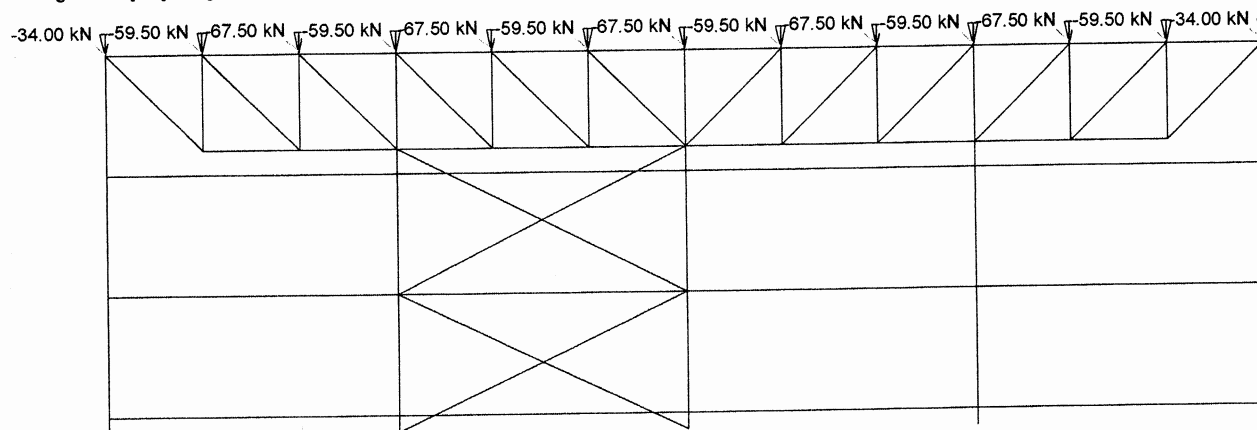
Chargement Ch1: vent latéral

Échelle 1 :250.0



Chargement [kN]: neige

Échelle 1 :250.0

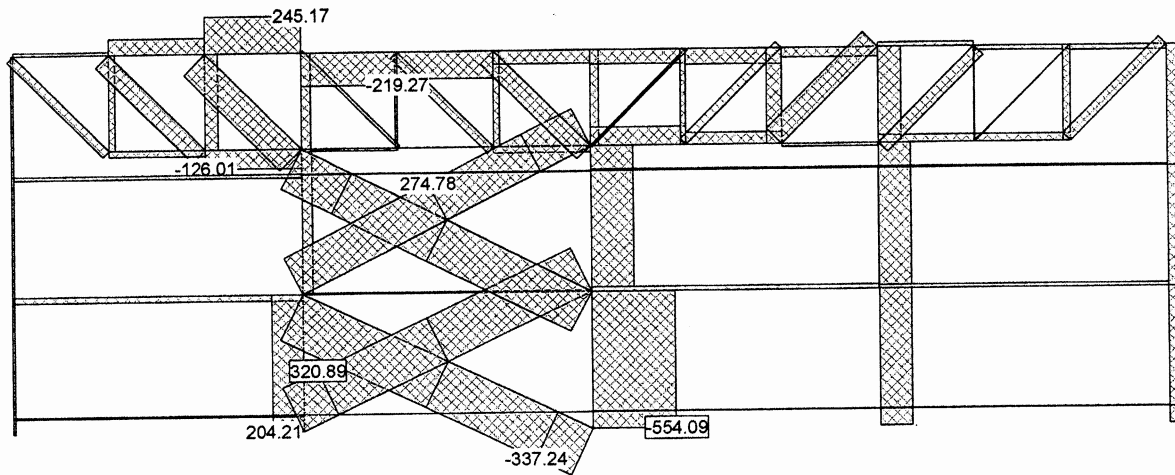


Nr.:

| | |
|---|---|
| Projet de construction - Halle de tennis | Page 2 |
| Dimensionnement du contreventement - pignon | 16.05.13, 08:03 |
| EPFL-ENAC-IT2, 1015 Lausanne | Ralph Burgener Statik-6 - Version 1.06 |

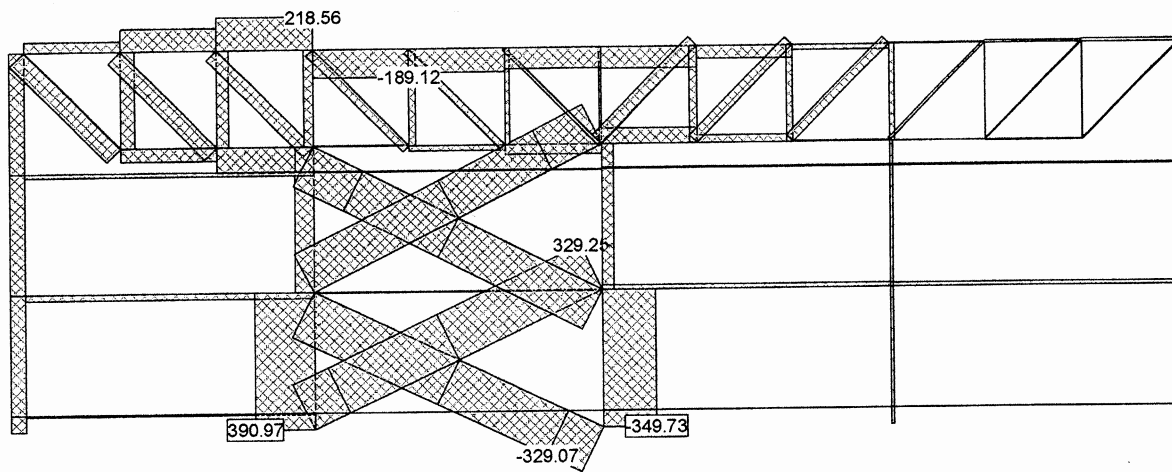
Effort intérieur N [kN] pour: vent-CV-neige

Échelle 1 :250.0



Effort intérieur N [kN] pour: vent-CV

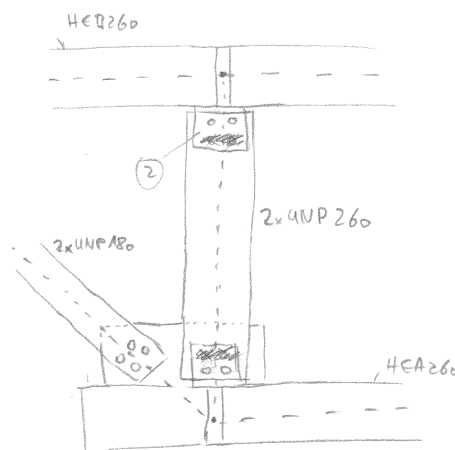
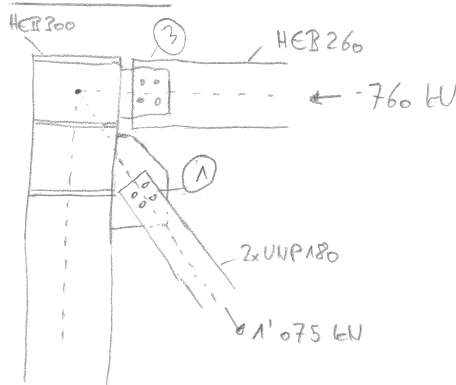
Échelle 1 :250.0



Nr.:

Détails A & B

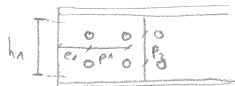
Boulons



① UNP180: $N = 1'075 \text{ kN}$

$$t_w = 8 \text{ mm} \Rightarrow d = 20 \text{ mm} \Rightarrow M20 \Rightarrow p_1 = p_2 = 60 \text{ mm}; e_1 = 40 \text{ mm}; e_2 = 30 \text{ mm}$$

selon TAC10 p. 312



$$h_1 = 132 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

$$e_2 = 35 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow M20 (10,9)$$

$$F_{b,rd} = 301 \text{ kN}$$

section double

\Rightarrow 4 boulons

$$F_{b,rd} = 0,85 \cdot \left(\frac{e_1}{d_0} \right) f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} \cdot 4$$

$$= 0,85 \cdot \left(\frac{40}{22} \right) 510 \cdot 20 \cdot 8 / 1,25 \cdot 4 = 400 \text{ kN}$$

$$F_{ed}/2 = 537,5 \text{ kN}$$

525 CS p. 84

$$\Rightarrow \text{KO!} \Rightarrow e_1 = 55 \text{ mm} \Rightarrow F_{b,rd,UNP180} = 554,9 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$$

Gousset

$$t = 2 \cdot 8 \text{ mm} = 16 \text{ mm}$$

$$e_1 = 55 \text{ mm}$$

$$F_{b,rd} = 0,85 \left(\frac{e_1}{d_0} \right) f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} \cdot 4 = 1'109,8 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$$

$$F_{ed}/2 = 380 \text{ kN}$$

② UNP260: $N = -760 \text{ kN}$ (compression \rightarrow vérification des trous)

$$F_{b,rd} = 2,4 \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \cdot d \cdot t \cdot 2 = 2,4 \cdot \frac{510}{1,25} \cdot 20 \cdot 10 \cdot 2 = 392 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK!}$$

\Rightarrow 2 boulons

$$e_1 = 50 \text{ mm}$$

$$p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$p_2 = 70 \text{ mm}; e_2 = 65 \text{ mm}$$

$$h_1 = 200 \text{ mm}$$

$$t_{w,UNP260} = 10 \text{ mm}$$

Gousset

$$t = 16 \text{ mm}$$

$$e_1 = 50 \text{ mm}$$

\Rightarrow en cas de traction pendant phase de chantier

cisaillement OK

Vu la géométrie du gousset (diagonale avec 4 boulons) on met aussi

4 boulons pour montant, mais de $d = 16 \text{ mm}$ seulement

③ HEB 260 : $N = -760 \text{ kN}$ (compression → vérification des trous)

$$t_w = 10 \text{ mm}$$

$$F_{b,red} = 2,4 \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \cdot d \cdot t \cdot 4 = 2,4 \cdot \frac{510}{1,25} \cdot 20 \cdot 10 \cdot 4 = 783 \text{ kN}$$

→ 4 boulons

cisailllement OK

Gousset : 2 goussets 

$$t = 8 \text{ mm (2x)}$$

$$N = 760/2 = 380 \text{ kN}$$

$$F_{b,red} = 8 \cdot 200 \cdot \frac{355}{1,25}$$

$$= 450 \text{ kN} \quad \checkmark$$

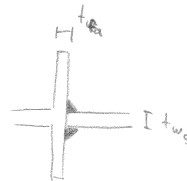
$$F_{b,red} = 2,4 \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \cdot d \cdot t \cdot 4 = 625 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

Soudures

Max N à transmettre en ① : $N = 1'070 \text{ kN}$

$$t_{pa \text{ HEB200}} = 19 \text{ mm}$$

cordon d'angle



$$t_{wg} = 16 \text{ mm}$$

$$t_{max} = 19 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{max} = 0,5 t_f = 9,5 \text{ mm} \text{ ou } a_{max} = 0,7 t_{min} = 11 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \underline{a = 6 \text{ mm}} \quad \text{S355}$$

$$F_{w,red} = \textcircled{a} \ell \cdot 0,6 \cdot \frac{f_{wE}}{\gamma_{M2}} = 6 \cdot 480 \cdot 0,6 \cdot \frac{510}{1,25} = 702 \text{ kN} \quad s = \sqrt{2} \cdot a = 8,5 \text{ mm}$$

$$\ell = 2 \cdot 240 = 480$$

$$F_{s,red} = f_{min} \cdot \ell \cdot 0,8 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M2}} = 8,5 \cdot 480 \cdot 0,8 \cdot \frac{355}{1,25} = 927 \text{ kN} \quad \text{KO!}$$

$$\rightarrow \underline{a = 7 \text{ mm}} ; \ell = 2 \cdot 330 = \underline{660 \text{ mm}}$$

$$F_{w,red} = 1'130 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK!}$$

TAC 10, p. 292 #

② $N_{\text{Diagonale}} = 1'070 \text{ kN}$
 $N_{\text{montant}} = 760 \text{ kN}$
 $N_{\text{membrane}} = 760 \text{ kN}$ } Force à transmettre : $N = 800 \text{ kN}$

Cordon d'angle

$t_{\text{HEA260}} = 12,5 \text{ mm}$
 $t_{\text{vignette}} = 16 \text{ mm}$ } $t_{\text{max}} = 16 \text{ mm} \Rightarrow a_{\text{min}} = 4 \text{ mm}$

$a_{\text{max}} = \min(6, 8) = 6 \text{ mm} \Rightarrow \underline{a = 5 \text{ mm}}$

$l = 2 \times 510 = 1'020 \text{ mm}$

$F_{\text{weld}} = a \cdot l \cdot 0,6 \cdot \frac{f_{uE}}{\gamma_{M2}} = 5 \cdot 1020 \cdot 0,6 \cdot \frac{510}{1,25} = 1'245 \text{ kN}$

$s = \sqrt{2} \cdot a = 7 \text{ mm}$

$F_{\text{red}} = s_{\text{min}} \cdot l \cdot 0,8 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M2}} = 7 \cdot 1020 \cdot 0,8 \cdot \frac{355}{1,25} = 1'622 \text{ kN} \Rightarrow \underline{\text{OK}}$

③ $N = 760 / 2 = 380 \text{ kN}$

$t_{\text{HEB300}} = 19 \text{ mm}$
 $t_{\text{vignette}} = 8 \text{ mm}$ } $t_{\text{max}} = 19 \text{ mm} \Rightarrow a_{\text{min}} = 5 \text{ mm}$

$a_{\text{max}} = \min(9, 6) = 6 \text{ mm}$

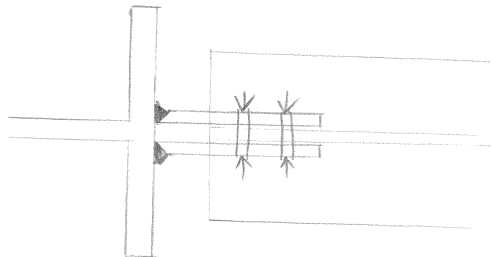
$\Rightarrow a = 6 \text{ mm}$

$l = 1 \cdot 200 = 200 \text{ mm}$

$s = \sqrt{2} \cdot a = 7 \text{ mm}$

$F_{\text{weld}} = a \cdot l \cdot 0,6 \cdot \frac{f_{uE}}{\gamma_{M2}} = 6 \cdot 200 \cdot 0,6 \cdot \frac{510}{1,25} = 293 \text{ kN OK!}$

\Rightarrow soudure complètement pénétrée $\Rightarrow F_{\text{weld}} = F_{\text{red}} = 150 \text{ kN OK}$



Raidisseur

Angle de cadre - Membre sup

$$F_{ed} = (s_r + 10 \cdot t_f) + \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$= (10 + 10 \cdot 13) \cdot 11 \cdot \frac{355}{1,25}$$

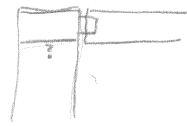
$$= 624 \text{ kN}$$

goussier

$$s_r = t_A = 10 \text{ mm}$$

$$t = t_{w1} = 11 \text{ mm}$$

$$t_f = 13 \text{ mm}$$



$F_{ed} = 760 \text{ kN} \rightarrow$ raidisseur
nécessaire

Membre supérieur - Arrivé du montant

$$F_{ed} = (s_r + 10 \cdot t_f) + \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

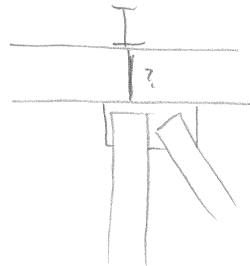
$$F_{ed} = 528 \text{ kN}$$

goussier

$$s_r = 16 \text{ mm}$$

$$t = t_{wHCB260} = 10 \text{ mm}$$

$$t_{fHE260} = 17,5$$



$F_{ed} = 760 \text{ kN} \rightarrow$ raidisseur
nécessaire

Problème particulier

Problème 1 - Assemblage particulier (Détail D)

CV - Boulons

$$F_{\max} = 4/10 + 5\% \cdot 900 \quad \text{force dans poteau} = 455 \text{ kN}$$

M20 (10,9) section simple

$$F_{v,rd} = 151 \text{ kN}$$

\Rightarrow 4 boulons

$$F_{b,rd} = 0,85 \left(\frac{e_1}{d_0} \right) f_u \cdot d \cdot \frac{1}{\gamma_{M2}} = 0,85 \left(\frac{50}{22} \right) \cdot 510 \cdot 20 \cdot 8 \cdot \frac{1}{1,25} = 609 \text{ kN}$$

\Rightarrow OK

Aile Membrane du treillis

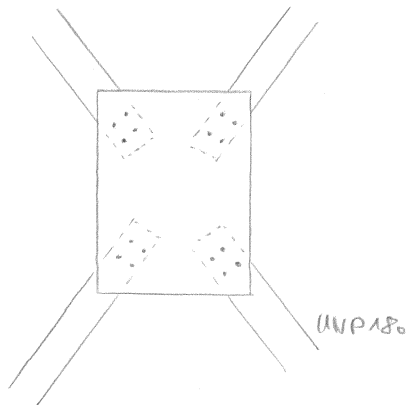
$$F_{b,rd} = 0,85 \left(\frac{40}{22} \right) \cdot 510 \cdot 20 \cdot 17,5 \cdot \frac{1}{1,25} = 880 \text{ kN}$$

\Rightarrow OK

Soudure

Soudure complètement pénétrée en X \Rightarrow résistance OK!

Problème 2 - Croisement CV (Detail e)



force dans poteau

Force à transmettre: $F_{ed} = 410 + 5\% \cdot 900 = 455 \text{ kN}$

M20 (10.9) section simple

$$F_{v,ed} = 151 \text{ kN}$$

\Rightarrow 4 boulons

$$F_{b,ed} = 0.85 \cdot \left(\frac{e_1}{d_0} \right) \cdot f_u \cdot d \cdot t \cdot 4 = 0.85 \cdot \left(\frac{50}{22} \right) \cdot 510 \cdot 20 \cdot 8 / 1.25 \cdot 4 = 504 \text{ kN}$$

OK.

$$e_1 = 50 \text{ mm} \quad p_1 = p_2 = 60 \text{ mm} \quad e_2 = 35 \text{ mm}$$

Coursier:

$$t = 10 \text{ mm} \quad e_1 = 50 \text{ mm}$$

\Rightarrow OK!

Problème 3: Joint de montage treillis (Détail c)

Boulons

$$F_{ed} = 2'500 \text{ kN}$$

M24 (10,9) section double

$$F_{r,ed} = 474 \text{ kN}$$

⇒ 6 boulons

$$F_{b,ed} = 0,85 \left(\frac{75}{28} \right) \frac{10 \cdot 24 \cdot 7,5}{1,25} \cdot 6 \cdot \beta_{ef} = 1'048 \text{ kN} \approx 100!$$

⇒ 16 boulons

$$F_{b,red} = 2'790 \text{ kN}$$

Plaques (2x)

$$F_{ed} = 2'500 \text{ kN} / 2 = 1'250 \text{ kN}$$

$$h_{max} = 176 \text{ mm}$$

$$A_{net} = (h - 2 \cdot d_o) \cdot t$$

$$\text{section nette: } N_{red} = \frac{0,9 \cdot f_u \cdot A_{net}}{1,25} \Rightarrow t_{nec} = 28 \text{ mm}$$

Fer plat 176 x 28

$$F_{b,red} = 0,85 \left(\frac{50}{28} \right) \frac{10 \cdot 24 \cdot 28}{1,25} \cdot 16 \cdot \beta_{ef} = \underline{\underline{6'955 \text{ kN}}}$$

$$L_j = 490 \text{ mm}$$

$$L_j \geq 15 \cdot d \Rightarrow$$

Facteur de réduction:

$$\beta_{ef} = 1 - (L_j - 15 \cdot d) / (200 \cdot d)$$

$$= 1 - (490 - 15 \cdot 24) / (200 \cdot 24)$$

$$= 0,97$$

Avant métré

| Cadre | | Poids [kg/m] | Longueur [m] | Nombre | Poids tot [kg] | % |
|--------------|--------|--------------|--------------|--------|----------------|---------------------|
| Membrure sup | HEB260 | 93.0 | 37.7 | 1 | 3'506 | 1.6 |
| Membrure inf | HEA260 | 68.2 | 37.7 | 1 | 2'571 | 1.2 |
| Montant | UNP260 | 37.9 | 2.9 | 22 | 2'418 | 1.1 |
| Diagonale | UNP180 | 22.0 | 3.9 | 24 | 2'059 | 1.0 |
| Poteau | HEB300 | 117.0 | 12.6 | 2 | 2'948 | 1.4 |
| | | | | | 13'503 | 6.3 |
| | | | | | x11 | 148'531 69.3 |

| Pannes, Filières & Pignon | | Poids [kg/m] | Longueur [m] | Nombre | Poids tot [kg] | % |
|---------------------------|--------|--------------|--------------|--------|----------------|-------------|
| Pannes | IPE220 | 26.2 | 63.3 | 11 | 18'243 | 8.5 |
| | HEB220 | 71.5 | 63.3 | 2 | 9'052 | 4.2 |
| Filières | IPE180 | 18.8 | 63.3 | 8 | 9'520 | 4.4 |
| Filières pignon | IPE240 | 30.7 | 38.3 | 8 | 9'406 | 4.4 |
| Poteau pignon | HEA320 | 97.6 | 9.2 | 6 | 5'388 | 2.5 |
| | | | | | 51'609 | 24.1 |

| CV | | Poids [kg/m] | Longueur [m] | Nombre | Poids tot [kg] | % |
|----------|--------|--------------|--------------|--------|----------------|-------------|
| Toiture | UNP180 | 22.0 | 5.4 | 52 | 6'178 | 2.9 |
| Long pan | UNP180 | 22.0 | 6.6 | 8 | 1'162 | 0.5 |
| Pignon | UNP180 | 22.0 | 4.8 | 8 | 845 | 0.4 |
| | | | | | 8'184 | 24.1 |

| | | Poids [kg] | Nombre | Poids tot [kg] | % |
|----------|-------------|------------|--------|----------------|------------|
| Gousset | 51*24*1.5cm | 14.32 | 275 | 3'938 | 1.8 |
| Fer plat | 100*17*1cm | 13.26 | 44 | 583 | 0.3 |
| Fer plat | 44*56*1cm | 19.22 | 18 | 346 | 0.2 |
| Boulons | M16 | 0.18 | 2052 | 369 | 0.2 |
| | M20 | 0.31 | 1688 | 523 | 0.2 |
| | M24 | 0.48 | 308 | 146 | 0.1 |
| | | | | 5'907 | 2.8 |

Poids total structure [kg] : 214'231

| | | | |
|--------------------------------|--------|---------------------------|-------------|
| Surface [m²] | | kg/m² : | 88.4 |
| 63.3*38.3 | 2'424 | | |
| Volume [m³] | | kg/m³ : | 7.0 |
| 63.3*38.3*12.6 | 30'547 | | |